



**João Miguel Rosa Pereira Mirante**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

## **Impulsos de terras sobre estruturas de suporte: aplicação de modelos dos estados críticos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil Geotecnia

Orientador: Doutor Nuno Nuno da Costa Guerra,  
Professor Associado da Faculdade de Ciências e Tecnologia,  
da Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos  
Arguente: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão  
Vogal: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



**FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Março de 2014





**João Miguel Rosa Pereira Mirante**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

## **Impulsos de terras sobre estruturas de suporte: aplicação de modelos dos estados críticos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil Geotecnia

Orientador: Doutor Nuno Nanuel da Costa Guerra,  
Professor Associado da Faculdade de Ciências e Tecnologia,  
da Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos

Arguente: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão

Vogal: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Março de 2014**



**Impulsos de terras sobre estruturas de suporte: aplicação de modelos dos estados críticos**

Copyright © João Miguel Rosa Pereira Mirante, FCT/UNL e UNL.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço ao professor Nuno Guerra, por me ter orientado. E, neste caso, “orientado” é mesmo o termo correto, pois algumas vezes saí do caminho correto para poder terminar esta fase da minha vida e tive de ser o professor a orientar-me para a direção correta. Foi um caminho longo e atribulado, em que por vezes só me apeteceu desistir, mas o professor nunca desistiu de mim e transmitiu-me coragem e calma, por isso agradeço-lhe. Como excelente professor e investigador que é foi um orgulho ser seu orientando.

Agradeço ao professor Armando Antão, que pela forma apaixonada como ensina, fez nascer em mim o interesse (não digo já paixão, mas espero que um dia venha a dizê-lo) pela Mecânica dos Solos em particular e pela Geotecnia no geral, áreas que até então não despertavam em mim qualquer interesse. Posteriormente, as empolgantes aulas com o professor Nuno Guerra só vieram aumentar esse interesse.

Aos colegas e bons amigos que me ajudaram ao longo do curso e também, de alguma forma, a completar a dissertação, agradeço especialmente: Rita Leal, Micael Inácio, Nuno Mamede e, principalmente, ao Leonardo Rodrigues, por tudo o que ele sabe que fez.

Aproveito este lugar para agradecer também aos companheiros, não só de estudo mas também de tudo o resto, que fiz nesta vida de estudante universitário. Obrigado Ascenso, Mota, Fran, Ricardo M., Júlio, Sarraipa, Hélio, Zé, Polaina, Carlos F., PC, Jota, Andreia, Janeca, pelo que vivemos juntos na margem sul.

Obrigado Gertrud, Simay, Xico, Adilson e, claro, Lourenço, pela nossa vida fantástica de Erasmus.

Obrigado Hugo, Coelho, Felgueiras, Nuno Gargaté, Laranjas, Calçada, pelo companheirismo de curso. Obrigado Diogo F. e Duarte pela grande amizade. E pela amizade que nasceu e percorreu todo este curso, entre noitadas de estudo no 7 ou conversas sem fim, amizade essa que perdurará para a vida, um obrigado muito especial, Nuno Mendes!

Aos amigos fora da FCT mas muito dentro da minha vida, em especial à Vera, obrigado pelo apoio ao longo do curso e da vida.

Obrigado Cris. Foste tão, tão importante...

Só podia terminar agradecendo a quem mais merece o meu sincero obrigado, a minha família. Nuno, és o meu companheiro de sempre e a pessoa que, mesmo que não precises, quereei proteger sempre. Pai, obrigado pelo exemplo de responsabilidade e disciplina. Querida mãe, a ti, o meu maior obrigado. Devo-te tudo.



# Resumo

Os modelos de comportamento de solos que aplicam a teoria da mecânica dos solos dos estados críticos são uma importante base para a compreensão do comportamento dos solos e uma ferramenta que permite, de uma forma simples, ter em conta aspetos do comportamento que os modelos muito básicos não permitem. Neste trabalho compara-se, com recurso aos programas de cálculo geotécnico PLAXIS e CRISP, a utilização de dois modelos - um elástico-perfeitamente plástico (modelo Mohr-Coulomb) e outro baseado nos estados críticos (modelo Cam-Clay Modificado) - na determinação das pressões e dos impulsos de terras sobre estruturas de suporte rígidas. Comparam-se também os resultados numéricos com os obtidos com métodos analíticos.

Exceto para casos mais complexos (utilizando simultaneamente solo sobreconsolidado e paramento rugoso), os impulsos ativos e passivos obtidos com o modelo Cam-Clay Modificado são semelhantes aos obtidos com o modelo Mohr-Coulomb e com os métodos analíticos, concluindo-se que o modelo avançado modela satisfatoriamente a rotura do solo. Este modelo apresenta inclusive aspetos interessantes, como o desenvolvimento, em alguns casos em que se utiliza solo sobreconsolidado, de uma resistência de pico, que se evidencia no aparecimento de um impulso de pico. No entanto, na utilização do modelo deve ter-se em atenção alguns aspetos, nomeadamente a forma como se obtém o seu parâmetro de resistência,  $M$ , e o nível de deformações que se espera ser atingido, já que o impulso apresenta um pico apenas até um certo nível de deformações.

## Palavras-chave:

- Impulsos de terras
- Modelos dos estados críticos
- Cam-Clay Modificado
- Resistência de pico
- Solo sobreconsolidado
- Crisp



# Abstract

## *Earth pressure on retaining walls: application of critical state soil models*

The soil constitutive models that apply the critical state soil mechanics theory are an important basis for understanding soil behavior and a tool that allows, in a simple manner, taking into account aspects of behavior that very basic models don't allow. This study compares, using PLAXIS and CRISP geotechnical software tools, the use of two models – an elastic-perfectly plastic (Mohr-Coulomb model) and another based on the critical states (Modified Cam-Clay model) – in determining earth pressures and forces on retaining walls. These numerical results are compared with those obtained by analytical methods.

Except for most complex cases (combining the use of overconsolidated soil and rough wall face), the active and passive earth pressures obtained with Modified Cam-Clay are similar to those obtained with Mohr-Coulomb and analytical methods; one can conclude Modified Cam-Clay models satisfactorily soil failure. This model even presents some interesting aspects, such as the development, in some cases in which overconsolidated soil is used, of a peak resistance, that is shown by the development of peak earth pressures. However, while using this model some aspects must be taken into account, particularly the way the strength parameter,  $M$ , is obtained, and the level of deformation one expects to be reached, since earth pressures present a peak only to a certain level of deformation of the soil.

### **Keywords:**

- Earth pressure
- Critical state soil models
- Modified Cam-Clay
- Peak resistance
- Overconsolidated soil
- Crisp



# Índice de Matérias

Agradecimentos .....	vii
Resumo .....	ix
Abstract .....	xi
Índice de Matérias .....	xiii
Índice de Figuras .....	xvii
Índice de Tabelas.....	xxv
Simbologia .....	xxvii
Capítulo 1. Introdução .....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Motivação.....	1
1.3 Organização do trabalho .....	2
Capítulo 2. Fundamentos teóricos e programas de cálculo .....	5
2.1 Introdução.....	5
2.2 Impulsos de terras.....	5
2.2.1 Introdução aos impulsos de terras .....	5
2.2.2 Determinação de impulsos pela teoria de Rankine .....	8
2.2.3 Determinação de impulsos pelo método de Coulomb .....	11
2.2.4 Extensão das teorias de Rankine e Coulomb a solos com coesão .....	14
2.2.4.1 Solos com coesão nas condições de Rankine (Bell, 1915) .....	14
2.2.4.2 Solos com coesão e paramento rugoso: extensão do método de Coulomb (Craig, 2004).....	16
2.3 Modelos de comportamento do solo utilizados .....	18
2.3.1 Introdução .....	18
2.3.2 Mohr-Coulomb.....	19
2.3.3 Cam-Clay Modificado .....	22
2.3.3.1 Introdução.....	22

2.3.3.2	Compressão isotrópica, a <i>linha de compressão normal</i> e as constantes elásticas .....	23
2.3.3.3	Sobreconsolidação do solo .....	25
2.3.3.4	Estado crítico .....	26
2.3.3.5	Estados de pico .....	28
2.3.3.6	Função de cedência .....	29
2.3.3.7	Deformações plásticas e endurecimento/amolecimento.....	30
2.3.3.8	Superfície de estado.....	31
2.3.3.9	Trajetórias de tensão no modelo CCM, em condições drenadas .....	32
2.3.3.10	Utilização do Cam-Clay no dimensionamento de estruturas geotécnicas .....	35
2.4	Programas de cálculo automático utilizados .....	35
<b>Capítulo 3.</b>	<b>Pressões ativas em estado triaxial com peso nulo .....</b>	<b>39</b>
3.1	Introdução .....	39
3.2	Solo escolhido para os cálculos numéricos .....	40
3.3	Análises exploratórias, em estado triaxial, para verificar o funcionamento do modelo e dos programas .....	42
3.4	Definição dos estados de tensão iniciais a utilizar nos cálculos em estado triaxial, para determinação das pressões ativas.....	46
3.4.1	Introdução .....	46
3.4.2	O parâmetro <b><i>M</i></b> em estado triaxial e em EPD .....	46
3.4.3	Sobrecarga aplicada no modelo em EPD .....	49
3.4.4	Estado de tensão inicial do solo no modelo em EPD .....	50
3.4.5	Estudo do estado de tensão em 4 pontos .....	51
3.5	Mobilização das pressões ativas do solo modelado pelo CCM e determinação dos parâmetros do modelo MC.....	54
3.5.1	Introdução .....	54
3.5.2	Mobilização das pressões ativas do solo modelado pelo CCM.....	56
3.5.2.1	Solo normalmente consolidado.....	56
3.5.2.2	Solo sobreconsolidado.....	57
3.5.3	Obtenção dos parâmetros de rigidez do modelo MC.....	61
3.5.3.1	Método utilizado.....	61
3.5.3.2	Solo normalmente consolidado.....	64
3.5.3.3	Solo sobreconsolidado.....	65
3.5.3.4	Resumo dos resultados e conclusões .....	66
3.5.4	Obtenção dos parâmetros de resistência do modelo MC .....	68
3.5.5	Resumo: parâmetros do solo definidos .....	70
3.6	Comparação das pressões ativas obtidas pelos modelos CCM e MC .....	71
3.6.1	Solo normalmente consolidado .....	71
3.6.2	Solo sobreconsolidado .....	73

3.6.2.1	Cálculos <b>TOC</b> .....	73
3.6.2.2	Análise da pressão horizontal de pico que apresenta valor negativo (cálculo <b>TAOC</b> ) 76	
3.6.2.3	Extrapolação para toda a altura do maciço dos resultados em 4 pontos .....	78
<b>Capítulo 4. Pressões ativas em estado plano de deformação com peso nulo .....</b>		<b>83</b>
4.1	Introdução.....	83
4.2	Solo normalmente consolidado.....	85
4.2.1	Comparação da utilização de <b>MCT</b> e <b>MEPD</b> .....	85
4.2.2	Comparação de cálculo em estado triaxial e em EPD ( <b>TNC</b> e <b>PNC</b> ). Análise da pressão intermédia. ....	87
4.2.3	Cálculos <b>PNC</b> : comparação dos resultados com os modelos MC e CCM.....	89
4.2.4	Comparação dos resultados com o Plaxis e o Crisp.....	93
4.3	Solo sobreconsolidado .....	94
4.3.1	Cálculos <b>POC</b> : comparação dos resultados com os modelos MC e CCM e com os cálculos em estado triaxial .....	94
4.3.2	O pico nos cálculos <b>POC</b> com o modelo CCM.....	99
4.3.3	Comparação dos resultados com o Plaxis e o Crisp.....	103
<b>Capítulo 5. Pressões sobre estruturas de suporte .....</b>		<b>105</b>
5.1	Introdução.....	105
5.2	Definição dos casos a analisar .....	106
5.2.1	Tabela resumo .....	106
5.2.2	Descrição da forma como o muro de suporte é modelado; apresentação dos modelos de elementos finitos utilizados.....	107
5.2.3	Descrição dos tipos de deslocamento aplicados: em translação e em rotação.....	109
5.3	Solo normalmente consolidado .....	110
5.3.1	Introdução .....	110
5.3.2	Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento liso (cálculos <b>LNC</b> e <b>JLNC</b> ) .....	111
5.3.2.1	Introdução.....	111
5.3.2.2	Pressões horizontais e tangenciais .....	111
5.3.2.3	Impulso horizontal .....	118
5.3.2.4	Trajetórias de tensão .....	120
5.3.3	Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento rugoso (cálculos <b>RNC</b> e <b>JRNC</b> ) .....	122
5.3.3.1	Introdução.....	122
5.3.3.2	Pressões horizontais e tangenciais .....	124
5.3.3.3	Impulso horizontal .....	129
5.3.3.4	Trajetórias de tensão .....	130

5.4 Solo sobreconsolidado.....	131
5.4.1 Introdução .....	131
5.4.2 Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento liso (cálculos <b>LOC</b> e <b>JLOC</b> ).....	132
5.4.2.1 Pressões horizontais e tangenciais .....	132
5.4.2.2 Comparação das pressões horizontais obtidas no presente capítulo com as determinadas nos capítulos 3 e 4, nos quais se considera peso nulo .....	142
5.4.2.3 Impulso horizontal.....	144
5.4.2.4 Trajetórias de tensão .....	146
5.4.3 Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento rugoso (cálculos <b>ROC</b> e <b>JROC</b> ) .....	148
5.4.3.1 Introdução .....	148
5.4.3.2 Pressões tangenciais .....	149
5.4.3.3 Pressões horizontais.....	151
5.4.3.4 Trajetórias de tensão .....	154
5.4.3.5 Impulso horizontal.....	156
5.5 Variação da resistência do solo .....	157
5.5.1 Introdução .....	157
5.5.2 Pressões horizontais.....	158
5.5.3 Impulso horizontal.....	160
5.6 Pressões passivas .....	161
5.6.1 Introdução .....	161
5.6.2 Pressões horizontais.....	161
5.6.3 Impulso horizontal.....	166
5.6.4 Trajetórias de tensão.....	167
5.6.5 Comparação dos casos ativo e passivo.....	170
<b>Capítulo 6. Conclusões e desenvolvimentos futuros .....</b>	<b>173</b>
6.1 Conclusões.....	173
6.2 Desenvolvimentos futuros.....	176
<b>Bibliografia.....</b>	<b>179</b>
<b>Anexo.....</b>	<b>183</b>



# Índice de Figuras

Figura 1.1: Fases da análise numérica: tipos de modelo e de deslocamento. ....	3
Figura 2.1: Exemplo de estrutura de suporte de terras: um muro de gravidade. ....	6
Figura 2.2: Exemplo de estrutura em que as pressões do solo têm natureza reativa (adaptado de Matos Fernandes, 2011). ....	6
Figura 2.3: Representação do impulso aplicado no solo, que está suportado por uma estrutura. ....	7
Figura 2.4: Condições de partida para a mobilização dos estados ativo e passivo de Rankine: a) solo granular, emerso, de superfície horizontal no estado de repouso; b) substituição da parte esquerda do maciço por um paramento vertical, rígido e liso sem introduzir deformações na metade remanescente (Matos Fernandes, 2011). ....	8
Figura 2.5: Circunferências de Mohr nos estados de repouso, ativo e passivo, para determinação dos impulsos pela teoria de Rankine (adaptado de Matos Fernandes, 2011). ....	9
Figura 2.6: Diagramas de pressões e impulsos ativos (à esquerda) e passivos (à direita) de um solo nas condições de Rankine. ....	10
Figura 2.7: Método de Coulomb: escolha de uma cunha para tentativa de resolução gráfica, para o caso ativo (adaptado de Matos Fernandes, 2011). ....	11
Figura 2.8: Método de Coulomb: determinação dos ângulos para resolução analítica (Matos Fernandes, 2011). ....	12
Figura 2.9: Circunferências de Mohr nos estados de repouso, ativo e passivo, para determinação dos impulsos pela teoria de Rankine, num solo com coesão e ângulo de atrito. ....	14
Figura 2.10: Diagrama de pressões ativas: aplicação do método de Rankine a solos com coesão e ângulo de atrito. ....	15
Figura 2.11: A teoria de Coulomb aplicada a solo com coesão e ângulo de atrito, no caso ativo (adaptado de Craig, 2004). ....	17
Figura 2.12: Diagrama de pressões ativas: aplicação do método referido por Craig (2004) a solos com coesão e ângulo de atrito, quando o paramento é rugoso. ....	18
Figura 2.13: Modelo elástico-perfeitamente plástico de comportamento do solo (adaptado de Brinkgreve <i>et al.</i> , 2010 e de Woods e Rahim, 2007). ....	19
Figura 2.14: Superfície de cedência do modelo MC no espaço das tensões principais ( $\mathbf{c} = \mathbf{0}$ ) (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2010). ....	20
Figura 2.15: Circunferências de Mohr para vários estados de tensão: desde o repouso até ser atingida a rotura do solo de acordo com o critério de MC, depois de aplicadas 3 fases de deslocamento horizontal numa estrutura de suporte de um maciço de terras (adaptado de Matos Fernandes, 2006). ....	21
Figura 2.16: Comportamento de uma amostra de solo sob compressão e descompressão isotrópicas. A linha de compressão normal e as linhas- $\kappa$ . ....	24
Figura 2.17: Estados dos solos no lado húmido e no lado seco (Atkinson, 2007). ....	26
Figura 2.18: A linha de estados críticos (LEC) em dois planos típicos; localização de um ponto no estado crítico (adaptado de Atkinson, 2007). ....	27
Figura 2.19: Ensaio de corte drenado: comparação do comportamento de duas amostras de solo com estados iniciais diferentes, uma no lado húmido (H) e outra no lado seco (S) (adaptado de Atkinson, 2007). ....	28

Figura 2.20: A região dos estados de pico e a “linha Mohr-Coulomb” para os estados de pico (LEP) (adaptado de Atkinson, 2007).....	29
Figura 2.21: Vetores de deformação plástica (a) e o conceito de amolecimento/endurecimento (b) no modelo CCM (adaptado de Atkinson, 2007).....	30
Figura 2.22: Exemplo de superfície de estado do modelo Cam-Clay (duas perspectivas) (Antão, 2009). ....	32
Figura 2.23 Exemplo de uma parede elástica (duas perspectivas) (Antão, 2009). ....	32
Figura 2.24: Trajetórias no modelo CCM: representação de um ensaio triaxial de compressão num solo levemente OC, em 4 planos habituais (adaptado de Wood, 1990).....	34
Figura 2.25: Trajetórias no modelo CCM: representação de um ensaio triaxial de compressão num solo fortemente OC, em 4 planos habituais (adaptado de Wood, 1990). ....	34
Figura 3.1: Cálculo em estado triaxial .....	39
Figura 3.2: Malhas dos modelos de elementos finitos utilizados nos cálculos em estado triaxial. ....	43
Figura 3.3: Comportamento do solo modelado pelo CCM, utilizando os parâmetros de Nader, em cálculos numéricos triaxiais de descompressão; comparação das trajetórias de 4 cálculos com diferentes graus de sobreconsolidação do solo. ....	44
Figura 3.4: Curvas de cedência em evidência nas trajetórias de tensão com o solo de Nader, modelado pelo CCM; confirmação do valor de <b>M</b> introduzido nos programas e da inclinação das trajetórias na fase de corte. ....	45
Figura 3.5: Trajetórias com o solo de Nader, modelado pelo CCM, no plano ( <b>v</b> , <b>lnp</b> ); confirmação dos parâmetros introduzidos nos programas.....	45
Figura 3.6: Modelação do problema da sobreconsolidação: aplicação e remoção de uma sobrecarga à superfície de um maciço de terras modelado em EPD. Localização dos 4 pontos de referência a diferentes profundidades (cargas e apoios apresentados apenas no plano, para simplificar).....	46
Figura 3.7: Malhas dos modelos de elementos finitos, em EPD, utilizados na modelação do problema da sobreconsolidação: maciço de terras onde é aplicada e retirada uma sobrecarga à superfície, para sobreconsolidar o solo. Localização dos pontos de referência, a <b>z = 1,5 m; 3,0 m; 4,5 m; 6,0 m</b> . ....	50
Figura 3.8: Análises à relação entre o coeficiente de impulso em repouso e o grau de sobreconsolidação do solo, para os 4 pontos do maciço de terras sujeito a sobreconsolidação. ....	53
Figura 3.9: Fases da análise numérica em estado triaxial, para o caso de utilização de solo OC (fases após estado de tensão <i>in situ</i> ). Aplicação das tensões presentes no maciço em EPD com peso, sujeito a sobreconsolidação. ....	55
Figura 3.10: Evolução das pressões radiais com a deformação radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, nos cálculos com solo normalmente consolidado (cálculos <b>TNC</b> ), modelado pelo CCM. Comparação com os valores teóricos. ....	56
Figura 3.11: Trajetórias de tensão dos cálculos <b>TNC</b> com solo modelado pelo CCM. ....	57
Figura 3.12: Comportamento evidenciado pelo solo no cálculo <b>TBOC</b> .....	58
Figura 3.13: Definição de tensões médias de pontos notáveis (pontos de transição entre fases) de um caso OC, no plano ( <b>q</b> , <b>p</b> ).....	59
Figura 3.14: Comportamento do solo modelado pelo CCM nos cálculos <b>TOC</b> (em estado triaxial com solo OC). ....	59
Figura 3.15: Comparação das deformações deviatóricas nos cálculos realizados em estado triaxial, em solo OC modelado pelo CCM, com a ordem de deformações deviatóricas em que os estados de pico e estados críticos são normalmente atingidos em solos, segundo Atkinson (2007). ....	60
Figura 3.16: Evolução das pressões radiais com a deformação radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, nos cálculos com solo sobreconsolidado (cálculos <b>TOC</b> ), modelado pelo CCM. Comparação com os valores teóricos.....	61
Figura 3.17: Definição do módulo de deformabilidade <b>E50</b> na curva tensão-deformação do modelo CCM. ....	63
Figura 3.18: Resultados de tensão-deformação dos cálculos <b>TANC</b> : triaxiais com solo NC modelado pelo MC e pelo CCM representativos do solo no ponto A (à profundidade <b>z = 1,5 m</b> ), com o programa Crisp (resultados do Plaxis são semelhantes). Determinação, pelos cálculos com o solo modelado pelo CCM, dos parâmetros de rigidez do modelo MC. ....	64

Figura 3.19: Resultados de tensão-deformação dos cálculos <b>TNC</b> (triaxiais com solo NC). Determinação dos parâmetros de rigidez do modelo MC. ....	64
Figura 3.20: Resultados de tensão-deformação dos cálculos <b>TBOC</b> . Determinação dos parâmetros de rigidez MC. ....	66
Figura 3.21: Resultados de tensão-deformação dos cálculos <b>TOC</b> com solo modelado pelo CCM. Determinação dos parâmetros de rigidez para o solo modelado pelo MC. ....	66
Figura 3.22: Variação do módulo de deformabilidade com a profundidade, a partir de cálculos triaxiais, nos casos de utilização de solo NC e OC. ....	67
Figura 3.23: Definição das linhas de estados de pico (LEP) pela análise das trajetórias de tensão (TT) dos cálculos em estado triaxial com solo sobreconsolidado ( <b>TOC</b> ), com solo modelado pelo CCM, utilizando os programas Plaxis e Crisp. ....	69
Figura 3.24: Evolução das pressões radiais com a deformação radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, utilizando os modelos MC e CCM. Comparação com o valor teórico. Cálculos <b>TBNC</b> . ....	72
Figura 3.25: Evolução das pressões radiais com a extensão radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, no caso normalmente consolidado (cálculos <b>TNC</b> ), utilizando os modelos CCM e MC. Comparação com os valores teóricos. ....	72
Figura 3.26: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, dos cálculos <b>TNC</b> , utilizando os modelos CCM e MC. ....	73
Figura 3.27: Evolução das pressões radiais com a extensão radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, no caso sobreconsolidado (cálculos <b>TOC</b> ), utilizando os modelos CCM e MC. Comparação com os valores teóricos. ....	74
Figura 3.28: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, dos cálculos <b>TOC</b> , utilizando os modelos CCM e MC. Comparação do fim das trajetórias com as envolventes de rotura (para o pico e para o estado crítico) e com a LEC. ....	75
Figura 3.29: Evolução das tensões axial, radial, média e deviatórica do cálculo <b>TAOC</b> (a partir da fase de aplicação de deslocamento). ....	77
Figura 3.30: Circunferências de Mohr, no plano ( $\tau$ , $\sigma$ ), representativas do estado de tensão no pico dos cálculos <b>TOC</b> . ....	78
Figura 3.31: Pressões horizontais ativas de pico e críticas para as 4 profundidades analisadas do maciço em EPD, obtidas pelos cálculos em estado triaxial. Inclusão de curva de resultados de pico extrapolados para toda a profundidade do solo. ....	79
Figura 3.32: Representação no plano ( $q$ , $p$ ) do método utilizado para extrapolação, para toda a altura do maciço, dos valores das pressões no pico nos 4 pontos (obtidos por cálculos triaxiais). Apresentação do exemplo do ponto a $z = 5\text{ m}$ . ....	81
Figura 4.1: A análise em estado plano de deformação. Referenciais utilizados. ....	83
Figura 4.2: Fases dos cálculos em EPD, com peso do solo nulo, para o caso de utilização de solo OC modelado pelo CCM (fases após estado de tensão <i>in situ</i> ). Aplicação das tensões do maciço em EPD com peso, sujeito a sobreconsolidação. ....	84
Figura 4.3: Evolução da pressão horizontal, para comparação da pressão ativa, em EPD, de dois cálculos utilizando o modelo CCM: com <b>MEPD</b> e com <b>MCT</b> . Comparação com valores teóricos. Cálculos <b>PBNC</b> . ....	86
Figura 4.4: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, de dois cálculos utilizando o modelo CCM com <b>MEPD</b> e <b>MCT</b> . Cálculos <b>PBNC</b> . ....	86
Figura 4.5: Representação da deformação do solo nos modelos de elementos finitos dos dois programas, num cálculo em EPD com peso nulo (cálculo <b>PBNC</b> com solo modelado pelo CCM), após a aplicação do deslocamento horizontal (5 cm, neste caso; modelo com 50 cm de largura; deformações em escala real). ....	87
Figura 4.6: Curvas de tensão-deformação nas direções principais, com solo NC modelado pelo CCM. Comparação de análises em estado triaxial (cálculos <b>TBNC</b> ) e em EPD (cálculos <b>PBNC</b> ), com peso nulo. ....	88
Figura 4.7: Evolução das pressões na direção principal mínima, para determinação das pressões ativas em EPD com peso nulo, utilizando os modelos MC e CCM (cálculos <b>PBNC</b> ). Comparação com os	

resultados em estado triaxial ( <b>TBNC</b> ) e com o valor teórico. Verificação da adequação do <b>E50</b> aplicado no modelo MC. ....	90
Figura 4.8: Evolução das pressões cartesianas (e também principais), em EPD com peso nulo, utilizando os modelos MC e CCM (cálculos <b>PBNC</b> ). Comparação da pressão na direção <b>y</b> nos solos modelados pelo MC e pelo CCM. ....	91
Figura 4.9: Comparação da tensão principal intermédia com a média das tensões principais máxima e mínima, ao longo da aplicação do deslocamento, para solo normalmente consolidado com peso nulo, modelado com o CCM e o MC (cálculos <b>PBNC</b> ).....	91
Figura 4.10: Evolução das pressões horizontais, para determinação das pressões ativas em EPD com peso nulo, utilizando os modelos CCM e MC (cálculos <b>PNC</b> ). Comparação com os valores teóricos. ....	92
Figura 4.11: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, dos cálculos <b>PNC</b> , utilizando os modelos CCM e MC. Comparação do fim das trajetórias com a envolvente de rotura (ER) e com duas LEC. .	92
Figura 4.12: Comparação da evolução das pressões nas direções <b>x</b> e <b>y</b> (direções horizontais) nos cálculos com os programas Plaxis e Crisp (utilizando os modelos CCM e MC). Cálculos <b>PBNC</b> . ....	94
Figura 4.13: Evolução da pressão horizontal de um cálculo em EPD utilizando o modelo CCM (cálculo <b>PBOC</b> ), desde o início do cálculo – incluindo fase de sobreconsolidação do solo. Comparação com o cálculo correspondente em estado triaxial ( <b>TBOC</b> , considerando que a deformação é positiva).....	95
Figura 4.14: Evolução das pressões horizontais com a deformação horizontal dos cálculos em EPD, no caso sobreconsolidado (cálculos <b>POC</b> ), utilizando o modelo CCM. Determinação das pressões ativas de pico e críticas. ....	95
Figura 4.15: Evolução das pressões na direção principal mínima, com foco nas pressões ativas (de pico e críticas), dos cálculos com solo sobreconsolidado, realizados em EPD (cálculos <b>POC</b> ), utilizando os modelos CCM e MC. Comparação com as pressões dos cálculos em estado triaxial (considerando deformação positiva) e com os valores teóricos. ....	97
Figura 4.16: Evolução das tensões nas direções <b>x</b> , <b>y</b> e <b>z</b> e das tensões média e deviatórica do cálculo <b>PAOC</b> (a partir da fase de aplicação de deslocamento). Evidência de tensão negativa na direção <b>x</b> , no pico..	98
Figura 4.17: Comparação da variação da tensão principal intermédia com a média das tensões principais máxima e mínima, para solo sobreconsolidado modelado com CCM e MC (cálculos <b>PAOC</b> , a partir da fase de aplicação de deslocamento). ....	98
Figura 4.18: Trajetórias de tensão, no plano ( <b>q, p</b> ), dos cálculos <b>POC</b> com o modelo CCM. ....	99
Figura 4.19: Comparação das trajetórias de tensão, no plano ( <b>q, p</b> ), dos cálculos em estado triaxial e EPD. ....	100
Figura 4.20: Comparação das trajetórias de tensão, no plano ( <b>q, p</b> ), dos cálculos <b>POC</b> com os modelos MC e CCM. Evidência da diferença no pico.....	101
Figura 4.21: Comparação das trajetórias de tensão, no plano ( <b>t, s</b> ), dos cálculos <b>POC</b> e <b>TOC</b> com o modelo CCM. Evidência da diferença no pico.....	101
Figura 4.22: Pressões horizontais ativas de pico e críticas, para as 4 profundidades (do maciço em EPD com peso) analisadas, obtidas pelos cálculos em EPD com peso nulo. Comparação com as pressões obtidas pelos cálculos estado triaxial (Capítulo 3). ....	102
Figura 4.23: Comparação da evolução das pressões nas direções <b>x</b> e <b>y</b> , nos cálculos com os programas Plaxis e Crisp (utilizando os modelos MC e CCM, a partir da fase de aplicação de deslocamento). Cálculos <b>PBOC</b> .....	103
Figura 5.1: Um dos modelos utilizados para analisar as pressões de terras sobre estruturas de suporte (Capítulo 5): maciço de terras com peso modelado em EPD (neste caso apresentado, como exemplo, o maciço é suportado por um muro, que é deslocado em translação). ....	105
Figura 5.2: Esquema dos dois tipos de análise, em termos de suporte do maciço de terras: a) sem muro de suporte nem junta (solo suportado pelos apoios do modelo) e b) com muro de suporte e junta (o esquema, em a) e b), representa os cálculos que consideram atrito solo-paramento).....	108
Figura 5.3: Malhas dos modelos de elementos finitos mais refinadas junto ao paramento, para utilização nos cálculos do Capítulo 5. ....	109
Figura 5.4: Os dois casos em termos de tipo de deslocamento aplicado e de apoios considerados (exemplo do caso de utilização de muro de suporte). ....	109

Figura 5.5: Representação aproximada do modelo de elementos finitos utilizado no Crisp, com indicação dos 4 pontos (A, B, C e D) onde são analisadas as trajetórias de tensão. Visualização em pormenor de 2 elementos, com 9 pontos de integração cada.....	112
Figura 5.6: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo NC, paramento liso e deslocamento em translação. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).....	114
Figura 5.7: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo NC, paramento liso e deslocamento em rotação. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).....	115
Figura 5.8: Deformada do solo no momento em que é atingido o impulso ativo, para um caso exemplificativo (solo modelado pelo CCM em modelo com muro de suporte e junta – o muro é a coluna de elementos mais à esquerda - no Crisp). Caso de utilização de solo NC e paramento liso. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e em rotação (em baixo). Representação a cinzento do solo no estado inicial e a azul do solo deformado. Escala real.....	116
Figura 5.9: Distribuição das pressões horizontais no maciço, para o deslocamento correspondente ao impulso ativo, dos cálculos com paramento liso, solo NC modelado pelo CCM e sem muro de suporte nem junta (a distribuição de pressões nos cálculos com solo modelado pelo MC e nos cálculos em que se utiliza muro de suporte e junta é semelhante). Comparação de deslocamento aplicado em translação e em rotação. Gradação de cores: menores pressões a azul e maiores pressões a amarelo. ....	116
Figura 5.10: Tensões tangenciais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo NC e paramento liso. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo com muro explícito e junta (em cima) e sem muro nem junta (em baixo). Tensões relativas aos cálculos com deslocamento em rotação.....	117
Figura 5.11: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo NC e paramento liso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte (e junta), para deslocamento aplicado em a) translação e b) rotação, e comparação de c) utilização dos programas Plaxis e Crisp. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço. ....	119
Figura 5.12: Trajetórias de tensão do solo junto ao paramento, relativas aos cálculos com solo NC e paramento liso, com solo modelado pelo CCM (à esquerda) e MC (à direita) e com deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Trajetórias relativas aos cálculos com e sem muro de suporte e junta (são semelhantes). ....	121
Figura 5.13: Esquema das tensões tangenciais aplicadas, no caso de consideração de paramento rugoso, no modelo sem muro de suporte modelado explicitamente.....	122
Figura 5.14: Tensões tangenciais aplicadas no solo, enquanto é aplicado o deslocamento, nos cálculos <b>RNC</b> (solo NC, paramento rugoso e modelo sem muro de suporte explícito nem junta).....	123
Figura 5.15: Deformada do solo no momento em que é atingido o impulso ativo, para um caso exemplificativo de utilização de paramento rugoso: solo modelado pelo CCM num modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento em translação, no Crisp (solo NC). Deformada ampliada 3x. ....	124
Figura 5.16: Distribuição das pressões horizontais no maciço, no momento em que é atingido o impulso ativo, de um caso exemplificativo de utilização de paramento rugoso: solo modelado pelo CCM num modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento em translação, no Crisp (solo NC). ....	124
Figura 5.17: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento, nos cálculos com solo NC, paramento rugoso e deslocamento em translação, utilizando o programa Crisp. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo). ....	125
Figura 5.18: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento, nos cálculos com solo NC, paramento rugoso e deslocamento em rotação, utilizando o programa Crisp. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo). ....	126
Figura 5.19: Pressões horizontais ativas utilizando o programa Plaxis, com solo NC e paramento rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC e de deslocamento aplicado em translação (à esquerda) e rotação (à direita) (resultados de utilização de modelo com muro de suporte e junta). ....	127

Figura 5.20: Tensões tangenciais no paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com solo NC e paramento rugoso. Comparação de deslocamento aplicado em translação (do lado esquerdo) e rotação (do lado direito) e de modelo sem (em cima) e com (em baixo) muro de suporte e junta. Tensões relativas aos cálculos com o modelo MC (as dos cálculos com o modelo CCM são semelhantes).....	128
Figura 5.21: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo NC e paramento rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte (e junta), para deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço. ....	129
Figura 5.22: Comparação da evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com paramento liso e rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC. Cálculos com o programa Crisp, utilizando solo NC, modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço.....	130
Figura 5.23: Trajetórias de tensão dos cálculos com solo NC e paramento rugoso, com solo modelado pelo CCM (à esquerda) e MC (à direita). Trajetórias relativas aos cálculos com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em translação. ....	131
Figura 5.24: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, relativas aos cálculos com solo OC modelado pelo CCM, com paramento liso, em modelo sem muro de suporte nem junta e com deslocamento aplicado em translação (cálculo <b>LtOC</b> ), utilizando o programa Crisp. Apresentação em 4 figuras correspondentes a 4 fases do cálculo.....	133
Figura 5.25: Pressões horizontais de pico em algumas profundidades do maciço, no cálculo <b>LtOC</b> (correspondem aos mínimos das pressões horizontais àquelas profundidades, ao longo do cálculo). Para os vários deslocamentos com que são atingidos esses picos, apresentam-se as curvas de pressões em todo o maciço. ....	134
Figura 5.26: Comparação de pressões resultantes do cálculo <b>LtOC – CCM</b> , realizado num modelo em EPD com peso não nulo (Capítulo 5), com as pressões horizontais ativas de pico resultantes dos outros dois tipos de cálculos realizados no presente trabalho: em estado triaxial (Capítulo 3) – cálculos <b>TOC – CCM</b> - e em EPD com peso nulo (Capítulo 4) – cálculos <b>POC – CCM</b> (todos estes cálculos foram realizados com solo OC modelado pelo CCM).....	135
Figura 5.27: Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao plano deslocado, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo OC modelado pelo CCM, paramento liso e sem muro de suporte nem junta, utilizando o Crisp. Comparação de deslocamento aplicado em translação (à esquerda – resumo dos resultados apresentados na Figura 5.26) e rotação (à direita)....	136
Figura 5.28: Pressões de terras horizontais ativas de pico e críticas, em profundidade, para os cálculos com solo OC modelado pelo CCM, com paramento liso e em modelo com muro de suporte e junta, utilizando o Crisp. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo) e de pressões analisadas na junta (à direita) e nos elementos de solo encostados ao muro e à junta (à esquerda). ....	138
Figura 5.29: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para os cálculos com solo OC modelado pelo CCM e com paramento liso, utilizando o programa Plaxis. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo) e, para o primeiro caso, de modelo sem (à esquerda) e com (à direita) muro de suporte e junta. ....	139
Figura 5.30: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo OC modelado pelo MC e com paramento liso, utilizando o Crisp. Comparação de modelo sem muro nem junta (à esquerda) e com muro e junta (à direita) e de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). ....	140
Figura 5.31: Comparação das pressões ativas do cálculo <b>LtOC – MC</b> , realizado num modelo em EPD com peso não nulo (Capítulo 5), com as pressões horizontais ativas de pico, em 4 profundidades, resultantes dos outros dois tipos de cálculos realizados no presente trabalho: em estado triaxial (Capítulo 3) – cálculos <b>TOC – MC</b> - e em EPD com peso nulo (Capítulo 4) – cálculos <b>POC – MC</b> (estes dois com resultados coincidentes). ....	141
Figura 5.32: Um resumo de alguns cálculos do trabalho: comparação de pressões horizontais ativas, de pico (em cima) e críticas (em baixo), resultantes dos 3 tipos de cálculos realizados no trabalho: em estado triaxial (Capítulo 3 – cálculos <b>TNC</b> e <b>TOC</b> ), em EPD com peso nulo (Capítulo 4 – cálculos <b>TOC</b> e <b>POC</b> ) e em EPD com peso não nulo (Capítulo 5 – cálculos <b>JLtNC</b> e <b>JLtOC</b> - consideração de muro liso e deslocamento aplicado em translação). Comparação de solo modelado por MC e por CCM..	143

Figura 5.33: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo OC e paramento liso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte explícito, para deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Resultados do programa Crisp e de um cálculo com o programa Plaxis. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço. ....	145
Figura 5.34: Comparação da evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo NC e OC. Comparação dos modelos CCM e MC. Cálculos com o programa Crisp, utilizando modelo com muro de suporte e junta, paramento liso e com deslocamento aplicado em rotação. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço. ....	146
Figura 5.35: Trajetórias de tensão dos cálculos com solo OC e paramento liso, com solo modelado pelo CCM (em cima) e MC (em baixo). Trajetórias relativas aos cálculos com deslocamento aplicado em translação num modelo sem muro nem junta (trajetórias dos cálculos com muro e junta são semelhantes). Nas trajetórias relativas ao modelo CCM comparam-se os programas Plaxis e Crisp. ....	147
Figura 5.36: Tensões tangenciais aplicadas no solo, enquanto é aplicado o deslocamento, para o caso de utilização de solo OC e paramento rugoso, em modelo sem junta. ....	149
Figura 5.37: Tensões tangenciais no solo, em profundidade, junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com paramento rugoso e solo OC modelado pelo CCM. Comparação das tensões resultantes do cálculo com as tensões aplicadas no solo. Cálculo em modelo sem muro nem junta. ....	150
Figura 5.38: Tensões tangenciais analisadas na junta, nas fases de pico e de estado crítico, relativas aos cálculos com paramento rugoso e solo OC modelado pelo CCM (e deslocamento em translação). Comparação com as tensões que, pelas teorias, se desenvolvem. Cálculo em modelo com muro e junta. ....	150
Figura 5.39: Pressões de terras horizontais ativas, em profundidade, relativas aos cálculos com paramento rugoso, solo OC modelado pelo MC e utilizando o programa Crisp, fazendo a comparação de modelo com e sem muro explícito (e junta). Comparação ainda de deslocamento em translação (à esquerda) e rotação (à direita). ....	151
Figura 5.40: Pressões de terras horizontais em profundidade, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com paramento rugoso, solo OC modelado pelo CCM, deslocamento em translação e utilizando o programa Crisp. Comparação de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo). ....	152
Figura 5.41: Pressões de terras horizontais em profundidade, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com paramento rugoso, solo OC modelado pelo CCM, deslocamento em rotação e utilizando o programa Crisp. Comparação de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo). ....	153
Figura 5.42: Trajetórias de tensão dos cálculos com solo OC modelado pelo CCM e paramento rugoso. Trajetórias relativas ao cálculo <b>RtOC</b> (modelo sem muro nem junta e deslocamento aplicado em translação) realizado no programa Crisp. ....	155
Figura 5.43: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo OC e paramento rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte, para deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base. ....	157
Figura 5.44: Pressões de terras horizontais ativas em profundidade relativas aos cálculos com solo com resistência $\phi' = 30^\circ$ (a que equivale $M = 0,87$ ). Comparação com cálculos anteriormente realizados, com resistência $\phi' = 36^\circ$ (a que equivale $M = 1,02$ ). Cálculos em modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação. Utilização de solo NC e OC, modelado pelo CCM (à esquerda) e pelo MC (à direita), em modelo com paramento liso (em cima) e rugoso (em baixo) – cálculos <b>JLrNC, JLrOC, JrrNC e JrrOC</b> . ....	159
Figura 5.45: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo com resistência $\phi' = 30^\circ$ (a que equivale $M = 0,87$ ). Comparação com cálculos anteriormente realizados, com resistência $\phi' = 36^\circ$ (a que equivale $M = 1,02$ ). Cálculos em modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação. Utilização de solo NC e OC, modelado pelo CCM e pelo MC, em modelo com paramento liso (em cima) e rugoso (em baixo) – cálculos <b>JLrNC, JLrOC, JrrNC e JrrOC</b> . Cálculo do impulso exclui camada com 1,5 m junto à base. ....	160
Figura 5.46: Deformada do solo no momento em que é atingido o impulso passivo, para um caso exemplificativo (solo NC modelado pelo CCM; caso de utilização de modelo sem muro de suporte nem	

junta e consideração de paramento liso). Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e em rotação (em baixo). Representação a cinzento do solo no estado <i>in situ</i> e a azul do solo deformado. Escala: deformação reduzida 50%.....	162
Figura 5.47: Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos do caso passivo com solo NC (cálculos com paramento liso e sem muro de suporte explícito). Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de deslocamento aplicado em translação (em cima – cálculos <b>LPtNC</b> ) e rotação (em baixo – cálculos <b>LPrNC</b> ).....	163
Figura 5.48: Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos do caso passivo com solo OC, com <b>OCR = 2</b> a meia altura do maciço (sobrecarga=54 kPa). Cálculos com paramento liso e sem muro de suporte. Do lado esquerdo apresentam-se as curvas de pressões até ao deslocamento para o qual se atinge uma pressão de pico (pico de pressão máxima) no ponto analisado mais próximo à superfície; do lado direito apresentam-se as curvas de pressões para alguns incrementos de deslocamento restantes, até ser atingido o estado crítico. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima – cálculos <b>LPtOC</b> ) e rotação (em baixo – cálculos <b>LPrOC</b> ).....	164
Figura 5.49: Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos do caso passivo com solo OC, com <b>OCR = 5</b> a meia altura do maciço (sobrecarga=216 kPa). Cálculos com paramento liso e sem muro de suporte explícito, e com deslocamento aplicado em translação (cálculo <b>LPtOC</b> ). Apresentação em 4 figuras correspondentes a 4 fases do cálculo.....	165
Figura 5.50: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos do caso passivo. Comparação de solo modelado pelo MC e pelo CCM, este último comparando duas sobrecargas diferentes aplicadas ao maciço (um destes casos apenas calculado em translação); comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Cálculos em modelo sem muro de suporte nem junta e considerando que o paramento é liso. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m de altura, junto à base do maciço. ....	166
Figura 5.51: Trajetórias de tensão dos cálculos do caso passivo (relativas aos cálculos com deslocamento aplicado em translação num modelo sem muro de suporte nem junta e considerando que o paramento é liso). Comparação de solo modelado pelo CCM e MC e, no caso do primeiro, comparando solo NC e OC (com diferentes sobrecargas aplicadas ao maciço). ....	169
Figura 5.52: Comparação dos casos ativo e passivo com solo modelado pelo CCM, pela análise das pressões e impulsos horizontais e das trajetórias de tensão. A comparação é feita para o caso de solo OC ( <b>OCRz = 3 = 2</b> ), utilizando um modelo sem muro de suporte nem junta, com deslocamento aplicado em translação e considerando paramento liso (cálculos <b>LtOC</b> e <b>LPtOC</b> ).....	172
Figura A.6.1: Pontos de integração nos elementos utilizados: a) elemento quadrado, com <b>n = 3</b> e b) elemento de junta, com <b>n = 5</b> (adaptado de Zienkiewicz <i>et al</i> , 2005).....	184



# Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb.....	21
Tabela 3.1: Parâmetros a utilizar nos cálculos em estado triaxial com o modelo Cam-Clay Modificado (CCM), a partir do solo analisado por Nader (1993). Definição do parâmetro de resistência do modelo Mohr-Coulomb (MC), $\phi'$ , obtido a partir do valor de $M$ .....	41
Tabela 3.2: Pressões de consolidação nas análises exploratórias em estado triaxial.....	42
Tabela 3.3: Comparação da discrepância nos valores de $M$ calculados, a partir $\phi'$ (alguns exemplos), pelas duas expressões apresentadas. Apresentação, para percepção da “real” resistência do solo, do $\phi'$ que um solo terá se for assumido para resistência deste, numa análise em EPD, o valor de $M_{CT}$ .....	49
Tabela 3.4: Estados de tensão, a diferentes profundidades, do maciço de terras modelado em EPD, em três fases: <i>in situ</i> , aplicação da sobrecarga e remoção da sobrecarga (para comparação incluem-se alguns valores teóricos).....	52
Tabela 3.5: Cálculos realizados em estado triaxial (para cada tipo de cálculos apresentado na tabela realizam-se cálculos em ambos os modelos MC e CCM e em ambos os programas Plaxis e Crisp). .....	55
Tabela 3.6: As várias fases de cálculo num maciço, para o caso de solo OC; correspondentes tensões no solo.....	58
Tabela 3.7: Parâmetros de rigidez $E$ e $\nu$ para utilização no modelo MC, obtidos a partir de cálculos triaxiais com o modelo CCM.....	67
Tabela 3.8: Parâmetros das LEP.....	70
Tabela 3.9: Parâmetros dos solos para os cálculos numéricos de determinação das pressões ativas....	70
Tabela 3.10: Resultados do cálculo analítico utilizado para obter a pressão horizontal de pico do ponto para $z = 5\text{ m}$ (como exemplo). Cálculo realizado a partir da extrapolação para esta profundidade dos resultados dos cálculos em estado triaxial para os 4 pontos a diferentes profundidades.....	80
Tabela 4.1: Cálculos realizados em EPD, com peso nulo. Para cada tipo de cálculos apresentado na tabela realizam-se cálculos em ambos os modelos MC e CCM e em ambos os programas Plaxis e Crisp.....	85
Tabela 5.1: Características dos cálculos de determinação das pressões ativas e passivas sobre estruturas de suporte, realizados em EDP, considerando solo com peso (cálculos do Capítulo 5). Referência, ao lado das designações dos cálculos, às secções em que estes são apresentados. Os cálculos apresentados são realizados com ambos os modelos de comportamento (CCM e MC).....	107
Tabela 5.2: Características do muro e do betão que o constitui.....	108
Tabela 5.3: Características da junta conforme o tipo de paramento considerado: liso ou rugoso.....	111
Tabela A.1: Abcissas (ou ordenadas) e pesos da quadratura gaussiana, para $\int_{-1}^1 f(x) dx = \sum_{j=1}^n f(\xi_j) w_j$ , relativos a $n = 3$ e $n = 5$ (adaptado de Zienkiewicz <i>et al</i> , 2005).....	185

Tabela A.2: Coordenadas e pesos da quadratura gaussiana, relativos aos elementos numéricos apresentados na Figura A.6.1.....	185
--	-----

# Simbologia

## S.1 - Letras latinas minúsculas

$a'$	Ordenada na origem da ER dada em parâmetros do plano de corte (plano $(t, s)$ )	Eq. (3.40)
$b$	Parâmetro da equação do ângulo de Lode	Eq. (3.11)
$c'$	Coesão efetiva	Eq. (2.24)
$c'_p$	Ordenada na origem da LEP dada em parâmetros MC (Eq. (3.37)); logo, é a coesão efetiva utilizada nos cálculos do caso OC com solo modelado pelo MC	Eq. (2.58) e (3.37)
$c_w$	Adesão solo-estrutura	Eq. (2.28)
$d$	Deslocamento	Figura 4.2
$d_h$	Deslocamento horizontal	Figura 5.4
$d_{h,topo}$	Deslocamento horizontal medido no topo do muro	Figura 5.4
$d_x$	Deslocamento na direção $x$	Figura 4.2
$e$	Índice de vazios	Eq. (2.48)
$f$	Função de cedência do modelo MC	Figura 2.13
$h$	Altura do maciço	Figura 2.6
	Direção horizontal	Figura 4.1
$m$	Parâmetro da expressão obtida por Schmidt (1966), que relaciona $K_0^{NC}$ , $K_0^{OC}$ e OCR	Eq. (3.19)
$m_E$	Parâmetro (declive) da equação da rigidez, que varia em profundidade, do modelo MC (Eq. (3.36))	Eq. (3.36) e Tabela 3.7
$p'$	Tensão efetiva média	Eq. (2.46)
$p$	Tensão média*	Eq. (2.46), Eq. (3.2)
$p_0$	Tensão média de repouso* (no início dos cálculos)	Tabela 3.2
$p'_{atual}$	Tensão efetiva média a que o solo está sujeito presentemente	Eq. (2.53)
$p'_c$	Tensão efetiva média crítica (no estado crítico)	Figura 2.18
$p_c$	Tensão média crítica* (no estado crítico)	Tabela 3.6
$p_i$	Tensão média com que se inicia a fase de corte* (fase de aplicação de deslocamento)	Tabela 3.2
$p_p$	Tensão média de pico*	Tabela 3.6
$p'_{p-c}$	Tensão efetiva média de pré-consolidação (máxima tensão efetiva média a que o solo já esteve sujeito ou, mais corretamente, tensão efetiva média que conduz à maior curva de cedência)	Eq. (2.53)
$p_{p-c}$	Tensão média de pré-consolidação* (máxima tensão média a que o solo já esteve sujeito ou, mais corretamente, tensão média que conduz à maior curva de cedência)	Tabela 3.2
$p'_y$	Tensão efetiva média na interseção da linha- $x$ , em que o solo está, com a LCN	Eq. (2.54)
$p_y$	Tensão média na interseção da linha- $x$ , em que o solo está, com a LCN*	Eq. (3.17)
$q$	Tensão deviatórica	Eq. (2.47)
$q_0$	Tensão deviatórica de repouso (no início dos cálculos)	Sec. 3.4.4
$q_{50}$	Tensão deviatórica correspondente a 50% de $q_c$	Eq. (3.34)

$q_c$	Tensão deviatória crítica (no estado crítico)	Figura 2.18 e Eq. (3.34)
$q_i$	Tensão deviatória no início da fase de corte (início do deslocamento)	Eq. (3.34)
$q_p$	Tensão deviatória de pico	Sec. 3.5.3.3
$s$	Semissoma das maior e menor tensões efetivas principais* (Eq. (3.38)); uma das tensões do plano de tensões ( $t, s$ )	Eq. (3.38)(3.37)
$t$	Semidiferença das maior e menor tensões efetivas principais (Eq.(3.39)); uma das tensões do plano de tensões* ( $t, s$ )	Eq. (3.39)
$v$	Volume específico Direção vertical	Eq. (2.48) Figura 4.1
$v_c$	Volume específico crítico	Figura 2.18
$v_\kappa$	Ordenada na origem de uma linha- $\kappa$ no plano ( $v, \ln p'$ )	Eq. (2.50)
$w$	Pesos da quadratura gaussiana	Tabela A.2
$x$	Direção horizontal no plano de análise em EPD (quando é utilizado o referencial ( $x, y, z$ ) nas análises em EPD)	Figura 4.1
$y$	Direção para fora do plano de análise em EPD (quando é utilizado o referencial ( $x, y, z$ ) nas análises em EPD)	Figura 4.1
$z$	Profundidade; corresponde à direção vertical no plano de análise em EPD (quando é utilizado o referencial ( $x, y, z$ ))	Eq. (2.2) e Figura 4.1
$z_0$	Profundidade das fendas por tração	Eq. (2.28) e (2.38)

\* Neste trabalho as tensões normais e efetivas são iguais.

## S.2 - Letras latinas maiúsculas

$E$	Módulo de deformabilidade	Tabela 2.1
$E_0$	Parâmetro (ordenada na origem) da equação da rigidez, que varia em profundidade, do modelo MC (Eq. (3.36))	Eq. (3.36) e Tabela 3.7
$E_{50}$	Módulo de deformabilidade secante a 50% a tensão deviatória crítica: reta que liga o ponto da curva de tensão-deformação correspondente ao início do corte com o ponto nessa curva em que a tensão deviatória está a 50% de atingir o estado crítico (veja-se a Figura 3.17)	Figura 3.17
$E_b$	Módulo de deformabilidade do betão	Tabela 5.2
$G$	Módulo de distorção	Tabela 3.1
$I$	Impulso Integral (apenas no anexo)	Eq. (A.1)
$I_a$	Impulso ativo	Eq. (2.10) ou (2.14)
$I_{ha}$	Impulso horizontal ativo	Eq. (2.16)
$I_{hat}$	Impulso horizontal ativo teórico	Eq. (5.3)
$I_{hat,MC}$	Impulso horizontal ativo teórico de um cálculo com o modelo MC	Eq. (5.7)
$I_{hatc,CCM}$	Impulso horizontal ativo teórico crítico dum cálculo com o modelo CCM	Eq. (5.8)
$I_p$	Impulso passivo	Eq. (2.11) ou (2.20)
$I_{hptc}$	Impulso horizontal passivo teórico crítico	Eq. (2.11)
$K'$	Módulo de compressibilidade volumétrica	Eq. (2.51) e (2.52)
$K_0$	Coeficiente de impulso em repouso	Eq. (2.1)
$K_0^{NC}$	Coeficiente de impulso em repouso utilizado nas análises do caso normalmente consolidado	Sec. 3.4.4
$K_0^{OC}$	Coeficiente de impulso em repouso utilizado nas análises do caso sobreconsolidado com o solo modelado pelo MC, obtido pelas análises com o modelo CCM	Sec. 3.4.4
$K_a$	Coeficiente de impulso ativo	Eq. (2.4)

$K_{ac}$	Parâmetro da extensão do método de Coulomb a solos coesivos e paramento ru-goso	Eq. (2.36)
$K_{ha}$	Coefficiente de impulso horizontal ativo	Eq. (2.17)
$K_n, K_s, K_{s,r}$	Rigidezes normal, de corte e de corte residual da junta	Tabela 5.3
$K_p$	Coefficiente de impulso passivo	Eq. (2.5)
$K_{va}$	Coefficiente de impulso vertical ativo	Eq. (2.19)
$M$	Parâmetro de resistência (e também de rigidez) do modelo CCM: declive da LEC no plano $(q, p')$	Eq. (2.56)
$M_{CT}$	Parâmetro de resistência do modelo CCM, para os cálculos em compressão triaxial: declive da LEC no plano $(q, p')$	Eq. (3.7)
$M_{EPD}$	Parâmetro de resistência do modelo CCM, para os cálculos em EPD: declive da LEC no plano $(q, p')$	Eq. (3.12)
$N$	Parâmetro do modelo CCM: Ordenada na origem da LCN no plano $(v, \ln p')$	Eq. (2.49)
$OCR$	Grau de sobreconsolidação	
$OCR_{iso}$	Grau de sobreconsolidação do solo sob solicitação isotrópica	Eq. (2.53)
$OCR_{edo}$	Grau de sobreconsolidação do solo sob compressão edométrica	Eq. (2.55)
$R$	Resultante das forças normal e de corte na superfície de deslizamento (método de Coulomb)	Figura 2.8
$W$	Peso da cunha de solo (método de Coulomb)	Figura 2.8
$Y_p$	<i>Yield stress ratio</i> , que neste trabalho equivale ao OCR	Eq. (2.54)

### S.3 - Letras gregas minúsculas

$\alpha'$	Inclinação da ER dada em parâmetros do plano de corte (plano $(t, s)$ )	Eq. (2.40)
$\alpha$	Ângulo que a superfície de cedência faz com a horizontal (na secção XX, sobre a teoria de Coulomb)	Figura 2.8
$\beta$	Inclinação da superfície do terreno	Figura 2.8
$\gamma$	Peso volúmico do solo	Eq. (2.2)
	Deformação por corte (ou distorção)	Figura 2.19
$\gamma_b$	Peso volúmico do betão	Tabela 5.2
$\delta$	Ângulo de atrito solo-estrutura	Figura 2.8
	Incremento	
$\varepsilon$	Deformação ou extensão	Eq. (2.44)
$\varepsilon^e, \varepsilon^p$	Deformação elástica e deformação plástica	Eq. (2.44)
$\varepsilon_s^p, \varepsilon_v^p$	Deformação distorcional plástica e deformação volumétrica plástica	Eq. (2.60)
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Deformações nas direções principais máxima, intermédia e mínima	
$\varepsilon_{ax}$	Deformação axial (referente ao estado triaxial)	Figura 3.1
$\varepsilon_{longitudinal}$	Deformação longitudinal (ou paralela) a uma força aplicada num material	Eq. (3.22)
$\varepsilon_r$	Deformação radial (referente ao estado triaxial)	Figura 3.1
$\varepsilon_s$	Deformação por corte ou distorcional	Figura 2.24
$\varepsilon_{transversal}$	Deformação transversal (ou perpendicular) a uma força aplicada num material	Eq. (3.22)
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ (ou $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$ )	Deformações na direção dos eixos dos $xx, yy$ e $zz$ ; no Capítulo 4 e no Capítulo 5, de análise em EPD, essas deformações referem-se ao referencial $(x, y, z)$ utilizado	Eq. (3.23) a (3.28), Figura 4.1
$\theta$	Ângulo de Lode	Eq. (3.10)
$\kappa$	Parâmetro do modelo CCM: Simétrico do declive das linhas- $\kappa$ (linhas de descarga-recarga) no plano $(v, \ln p')$	Eq. (2.50)
$\lambda$	Ângulo que o paramento faz com a vertical (na secção XX, sobre a teoria de Coulomb)	Figura 2.8, Eq. (2.15), Eq. (2.49)
	Parâmetro do modelo CCM: Simétrico do declive da LCN no plano $(v, \ln p')$	
$\nu$	Coefficiente de <i>Poisson</i>	Tabela 2.1
$\xi, \eta$	Coordenadas da quadratura gaussiana	Figura A.6.1
$\sigma'$	Tensão efetiva	Eq. (2.3)

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Tensões efetivas principais máxima, intermédia e mínima	Eq. (2.46)
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais máxima, intermédia e mínima*	Figura 2.14
$\sigma_{50}$	Tensão para 50% da variação total de tensão*	Figura 4.7
$\sigma'_a$	Tensão efetiva ativa	Eq. (2.36), (...)
$\sigma_a$	Tensão ativa*	
$\sigma_{ax}$	Tensão axial (referente ao estado triaxial)*	Figura 3.1
$\sigma_{ax,CCM};$ $\sigma_{ax,MC}$	Tensão axial de cálculo com o modelo CCM ou de cálculo com o modelo MC*	Figura 3.29
$\sigma'_h$	Tensão efetiva horizontal	
$\sigma_h$	Tensão horizontal*	Tabela 3.4
$\sigma_{h,CCM}$	Tensão horizontal de um cálculo com o modelo CCM*	
$\sigma_{h,CCM} (M=1,02);$ $\sigma_{h,CCM} (M=1,46)$	Tensão horizontal de cálculo com solo modelado pelo CCM, com respetivamente $M = 1,02$ e $M = 1,46$ *	Figura 4.3
$\sigma_{h,P} (CCM);$ $\sigma_{h,P} (MC)$	Tensões horizontais de cálculo em EPD, utilizando respetivamente os modelos CCM e MC*	Figura 4.7
$\sigma'_{h0}$	Tensão efetiva horizontal de repouso	Eq. (2.1)
$\sigma_{h0}$	Tensão horizontal de repouso*	Eq. (2.1)
$\sigma'_{ha}$	Tensão efetiva horizontal ativa	Eq. (2.4)
$\sigma_{ha}$	Tensão horizontal ativa*	Eq. (5.1)
$\sigma_{hac}$	Tensão horizontal ativa crítica*	Figura 3.31
$\sigma_{hap}$	Tensão horizontal ativa de pico*	Figura 3.31
$\sigma_{hat}$	Tensão horizontal ativa teórica*	
$\sigma_{hat,MC}$	Tensão horizontal ativa teórica de um cálculo com o modelo MC*	Eq. (5.6)
$\sigma_{hatc}$	Tensão horizontal ativa teórica crítica* (no Capítulo 5 o seu valor difere conforme o caso em análise)	Figura 3.31; Figura 4.6, (...)
$\sigma_{hatc} (\phi'=36^\circ)$	Tensão horizontal ativa teórica crítica*, de um solo com $\phi' = 36^\circ$	Figura 4.3
$\sigma_{hatc} (\phi'=57^\circ)$	Tensão horizontal ativa teórica crítica*, de um solo com $\phi' = 57^\circ$	Figura 4.3
$\sigma_{hatc,CCM}$	Tensão horizontal ativa teórica crítica de um cálculo com o modelo CCM*	Eq. (5.1)
$\sigma'_{hp}$	Tensão efetiva horizontal passiva	Eq. (2.5)
$\sigma_{hp}$	Tensão horizontal passiva*	Eq. (2.7)
$\sigma'_p$	Tensão efetiva passiva	
$\sigma_p$	Tensão passiva*	
$\sigma_r$	Tensão radial* (referente ao estado triaxial)	Figura 3.1
$\sigma_{r50}$	Tensão radial para 50% da variação total de tensão*	Figura 3.24
$\sigma_{ratc}$	Tensão radial ativa teórica crítica* (calculada pela Eq. (3.20))	Eq. (3.20)
$\sigma_{ratp}$	Tensão radial ativa teórica de pico* (calculada pela Eq. (3.43))	Eq. (3.43)
$\sigma_{r,CCM}; \sigma_{r,MC}$	Tensão radial de um cálculo com o modelo CCM; de um cálculo com o modelo MC*	Figura 3.24
$\sigma_{r,T} (CCM);$ $\sigma_{r,T} (MC)$	Tensões radiais de cálculo em estado triaxial, utilizando respetivamente os modelos CCM e MC*	Figura 4.7
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical	Eq. (2.4)
$\sigma_v$	Tensão vertical*	
$\sigma'_{v0}$	Tensão efetiva vertical de repouso (no início dos cálculos)	Eq. (2.2)
$\sigma_{v0}$	Tensão vertical de repouso* (no início dos cálculos)	Eq. (3.15)
$\sigma_{v0,z=3}$	Tensão vertical de repouso a meia altura do maciço* ( $z = 3\text{ m}$ )	Eq. (3.15)
$\sigma'_{va}$	Tensão efetiva vertical ativa	Eq. (2.19)
$\sigma_{va}$	Tensão vertical ativa*	Eq. (5.2)
$\sigma'_{v,atual}$	Tensão efetiva vertical atual (para determinação do $OCR_{edo}$ )	Eq. (2.55)
$\sigma_{vi}$	Tensão vertical inicial* (com que se inicia a fase de corte)	

$\sigma_{vi,z=3}$	Tensão vertical inicial a meia altura do maciço* ( $z = 3\text{ m}$ )	Eq. (3.15)
$\sigma'_{v,p-c}$	Tensão efetiva vertical de pré-consolidação (máxima tensão efetiva vertical a que o solo já esteve sujeito)	Eq. (2.55)
$\sigma_{v,p-c}$	Tensão vertical de pré-consolidação* (máxima tensão vertical a que o solo já esteve sujeito)	Eq. (3.15)
$\sigma_{v,max}$	Mesmo que $\sigma_{v,p-c}$	
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ (ou $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ )	Tensões* na direção dos eixos dos $xx, yy$ e $zz$ ; no Capítulo 4 e no Capítulo 5, de análise em EPD, essas tensões referem-se ao referencial ( $x, y, z$ ) utilizado	Eq. (3.23) a (3.28), Figura 4.1
$\sigma_{xatc}$	Tensão ativa teórica crítica* na direção $x$ (uma das direções horizontais em EPD)	Figura 4.8
$\sigma_{x,CCM};$ $\sigma_{y,CCM};$ $\sigma_{z,CCM}$	Tensões nas direções $x, y$ e $z$ de cálculo em EPD, utilizando o modelo CCM*; estas são tensões principais: $\sigma_3, \sigma_2$ e $\sigma_1$	Figura 4.8
$\sigma_{x,MC}; \sigma_{y,MC};$ $\sigma_{z,MC}$	Tensões nas direções $x, y$ e $z$ de cálculo em EPD, utilizando o modelo MC*; estas são tensões principais: $\sigma_3, \sigma_2$ e $\sigma_1$	Figura 4.8
$\sigma_{x,P}; \sigma_{y,P};$ $\sigma_{z,P}$	Tensões nas direções $x, y$ e $z$ do cálculo em EPD*; estas são tensões principais: $\sigma_3, \sigma_2$ e $\sigma_1$	Figura 4.6
$\sigma_{r,T}; \sigma_{ax,T}$	Tensões nas direções radial e axial do cálculo em estado triaxial*; estas são tensões principais: $\sigma_3$ e $\sigma_1$	Figura 4.6
$\sigma_{x,Plaxis};$ $\sigma_{y,Plaxis};$ $\sigma_{x,Crisp};$ $\sigma_{y,Crisp}$	Tensões nas direções $x$ ou $y$ de cálculo em EPD, utilizando os programas Plaxis ou Crisp*	Figura 4.12
$\tau'$	Tensão efetiva tangencial (ou de corte)	Figura 2.19
$\tau$	Tensão tangencial (ou de corte)	Eq. (2.3)
$\tau_{a,c}$	Tensão tangencial a aplicar na fase ativa crítica	Eq. (5.2)
$\tau_{a,p}$	Tensão tangencial a aplicar na fase ativa de pico	Eq. (5.5)
$\tau_{apl.}$	Tensão tangencial aplicada	Figura 5.14
$\tau'_c$	Tensão efetiva tangencial crítica	Figura 2.19
$\tau'_p$	Tensão efetiva tangencial de pico	Figura 2.19
$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte	Eq. (2.3)
$\phi'_c$	Inclinação da LEC dada em parâmetros MC (Eq. (3.20)); logo, é o ângulo de resistência ao corte utilizado nos cálculos do caso NC com solo modelado pelo MC	Eq. (3.20)
$\phi'_p$	Inclinação da LEP dada em parâmetros MC (Eq. (3.37)); logo, é o ângulo de resistência ao corte utilizado nos cálculos do caso OC com solo modelado pelo MC	Eq. (2.58) e (3.37)
$\psi$	Ângulo de dilatação	Tabela 2.1

\* Neste trabalho as tensões normais e efetivas são iguais.

#### S.4 - Letras gregas maiúsculas

$\Gamma$	Parâmetro do modelo CCM: Ordenada na origem da LEC no plano ( $v, \ln p'$ )	Tabela 3.1
$\Delta$	Variação de uma grandeza, por exemplo $\Delta\sigma$	

#### S.5 – Índices de variáveis

0	Em repouso ( <i>in situ</i> )
1, 2, 3	Direções/tensões principais (máxima, intermédia e mínima)
50	Referente a 50% de um máximo
<i>a</i>	Ativo
<i>ac</i>	Índice do parâmetro $K_{ac}$ da extensão do método de Coulomb a solos coesivos e paramento rugoso; neste caso o índice <i>ac</i> não significa <i>ativo crítico</i>
<i>apl.</i>	Valor aplicado

<i>atual</i>	Presentemente
<i>ax</i>	Axial (direção axial, em estado triaxial)
<i>A, B, C, D</i>	Relativo aos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD (definidos na Figura 3.6)
<i>b</i>	Do betão
<i>c</i>	Crítico (referente ao estado crítico)
<i>CCM</i>	Referente ao modelo CCM
<i>CT</i>	Relativo à compressão triaxial
<i>e</i>	Elástico
<i>E</i>	Referente ao módulo de deformabilidade
<i>edo</i>	Edométrico
<i>EPD</i>	Relativo ao estado plano de deformação
<i>i</i>	No início da fase de corte
<i>iso</i>	Isotrópico
<i>h</i>	Horizontal
<i>h, topo</i>	Referente a medida horizontal no topo do muro
$\kappa$	Referente a uma linha- $\kappa$ (compressão-recompressão) do modelo CCM
<i>max</i>	Valor máximo
<i>MC</i>	Referente ao modelo MC
<i>n</i>	Normal
<i>NC</i>	Utilizando solo normalmente consolidado
<i>OC</i>	Utilizando solo sobreconsolidado
<i>p</i>	Pico (referente ao estado de pico) Passivo (apenas surge na análise de pressões passivas) Plástico (quando em sobrescrito) No parâmetro $Y_p$ não tem nenhum destes significados
<i>p - c</i>	De pré-consolidação
<i>P</i>	Relativo a cálculo em EPD Radial (direção radial, em estado triaxial)
<i>r</i>	Rotação (em relação ao tipo de deslocamento aplicado, referente a cálculos do Capítulo 5) Residual (utilizado raramente)
<i>s</i>	De corte (ou distorcional) Valor teórico
<i>t</i>	Translação (em relação ao tipo de deslocamento aplicado, referente a cálculos do Capítulo 5)
<i>T</i>	Relativo a cálculo em estado triaxial
<i>v</i>	Vertical Volumétrico (em raros casos, e apenas relativo a deformações)
<i>x</i>	Direção horizontal no plano de análise, em EPD (veja-se a Figura 4.1)
<i>y</i>	Direção horizontal para fora do plano de análise, em EPD (veja-se a Figura 4.1)
<i>w</i>	No paramento ( <i>w</i> de <i>wall</i> )
<i>z</i>	Profundidade; direção vertical

## S.6 - Siglas

<i>cc</i>	Curva de cedência	Figura 2.21
<i>cc<sub>c</sub></i>	Curva de cedência no estado crítico	Figura 3.4, Figura 3.13
<i>cc<sub>i</sub></i>	Curva de cedência no início da aplicação do deslocamento	Figura 3.13
<i>cc<sub>p</sub></i>	Curva de cedência no pico	Figura 3.13
<i>cc<sub>p-c</sub></i>	Curva de cedência de pré-consolidação (correspondente à tensão média de pré-consolidação)	Figura 3.4, Figura 3.13
<i>CCM</i>	Cam-Clay Modificado	



CT	Compressão triaxial	
EPD	Estado plano de deformação	
ER	Envolvente de rotura	
LCN	Linha de compressão normal	
LEC	Linha de estados críticos	
LEP	Linha de estados de pico	
MC	Mohr-Coulomb	
NC	Normalmente consolidado	
OC	Sobreconsolidado	
OCR	Grau de sobreconsolidação do solo	Eq. (2.53) e (2.55)
TT	Trajectoria de tensão	Figura 3.23

## S.7 - Abreviaturas

apl.	Aplicado	Figura 5.24
crít.	Crítico	Figura 5.24
extrap.	Extrapolado (obtido com extrapolação de resultados)	Figura 3.31
p.; param.	Paramento	Figura 5.17
rem.	Removido	Figura 5.24
rug.	Rugoso	Figura 5.17
sc	Sobrecarga	Figura 3.6
teór.	Teórico	Figura 5.29

## S.8 - Cálculos

Cálculos em estado triaxial com peso nulo (cálculos <i>T</i> ), referentes ao Capítulo 3 (designações destes cálculos apresentadas na Tabela 3.5)	
$T^{NC}$	Cálculos em estado triaxial com peso nulo, com solo NC
$T^{OC}$	Cálculos em estado triaxial com peso nulo, com solo OC
$T_A^{NC}, T_B^{NC}, T_C^{NC}, T_D^{NC}$	Cálculos em estado triaxial com peso nulo, com solo NC, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD utilizado na modelação do problema da sobreconsolidação (feita na secção 3.4)
$T_A^{OC}, T_B^{OC}, T_C^{OC}, T_D^{OC}$	Cálculos em estado triaxial com peso nulo, com solo OC, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD utilizado na modelação do problema da sobreconsolidação (feita na secção 3.4)
Cálculos em EPD com peso nulo (cálculos <i>P</i> ), referentes ao Capítulo 4 (designações destes cálculos apresentadas na Tabela 4.1)	
$P^{NC}$	Cálculos em EPD com peso nulo com solo NC
$P^{OC}$	Cálculos em EPD com peso nulo com solo OC
$P_A^{NC}, P_B^{NC}, P_C^{NC}, P_D^{NC}$	Cálculos em EPD com peso nulo, com solo NC, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD utilizado na modelação do problema da sobreconsolidação (feita na secção 3.4)
$P_A^{OC}, P_B^{OC}, P_C^{OC}, P_D^{OC}$	Cálculos em EPD com peso nulo, com solo OC, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD utilizado na modelação do problema da sobreconsolidação (feita na secção 3.4)
Cálculos de determinação de pressões sobre estruturas de suporte, referentes ao Capítulo 5 (designações destes cálculos apresentadas na Tabela 5.1)	
$L; JL$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso e utilizando modelo sem muro explícito nem junta e modelo com muro explícito e junta, respetivamente

$L^{NC}; L^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JL^{NC}; JL^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$L_t^{NC}; L_t^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em translação e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JL_t^{NC}; JL_t^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em translação e utilizando modelo com muro explícito e junta, com solo NC e OC, respetivamente
$L_r^{NC}; L_r^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JL_r^{NC}; JL_r^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo com muro explícito e junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JL_r^{NC} (\phi' = 30^\circ); JL_r^{OC} (\phi' = 30^\circ)$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo com muro explícito e junta, com solo com resistência $\phi' = 30^\circ$ , NC e OC, respetivamente
$R, JR$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso e utilizando modelo sem muro explícito nem junta e modelo com muro explícito e junta, respetivamente
$R^{NC}; R^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JR^{NC}; JR^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$R_t^{NC}; R_t^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso, deslocamento aplicado em translação e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JR_t^{NC}; JR_t^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso, deslocamento aplicado em translação e utilizando modelo com muro explícito e junta, com solo NC e OC, respetivamente
$R_r^{NC}; R_r^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JR_r^{NC}; JR_r^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo com muro explícito e junta, com solo NC e OC, respetivamente
$JR_r^{NC} (\phi' = 30^\circ); JR_r^{OC} (\phi' = 30^\circ)$	Cálculos de determinação de pressões ativas sobre estrutura de suporte, considerando paramento rugoso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo com muro explícito e junta, com solo com resistência $\phi' = 30^\circ$ , NC e OC, respetivamente
$LP_t^{NC}; LP_t^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões passivas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em translação e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente
$LP_r^{NC}; LP_r^{OC}$	Cálculos de determinação de pressões passivas sobre estrutura de suporte, considerando paramento liso, deslocamento aplicado em rotação e utilizando modelo sem muro explícito nem junta, com solo NC e OC, respetivamente

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento

O dimensionamento de estruturas de suporte de maciços terrosos é uma das áreas de trabalho da geotecnia. Para o dimensionamento, de forma analítica, deste tipo de estruturas, um dos passos fundamentais é a determinação dos impulsos de terras atuantes nestas. Nos casos simples (tensões, estruturas e movimentos destas) os impulsos ativos e passivos determinados analiticamente através do método de Coulomb (ativos) e os que resultam da aplicação do método de Caquot e Kérisel (sobretudo para os passivos) são adequados. Mas, nos casos mais complexos, justifica-se o recurso a métodos numéricos.

Um dos aspetos que condicionam os impulsos é a sobreconsolidação. Deste modo, para casos simples, de determinação de impulsos ativo e passivo, procura-se comparar as metodologias analíticas com as numéricas, sendo estas as que resultam da aplicação do método dos elementos finitos usando dois modelos – *Mohr-Coulomb* e *Cam-Clay Modificado*, este último permitindo a consideração explícita da sobreconsolidação.

### 1.2 Motivação

O Mohr-Coulomb é o modelo de comportamento do solo mais conhecido e utilizado. É um modelo linear elástico-perfeitamente plástico e é relativamente simples mas representa com qualidade bastante aceitável o comportamento do solo. Mas, apesar de geralmente apresentar resultados satisfatórios, tem algumas limitações, nomeadamente na previsão de deslocamentos e assentamentos. Assim, têm sido introduzidos nos programas computacionais de cálculo numérico novos modelos de comportamento do solo, de maior complexidade. Uns são evoluções do modelo Mohr-Coulomb (baseados também no critério de rotura de Mohr-Coulomb). Mas alguns programas incluem já modelos de uma

“família” diferente: os modelos de estados críticos. O modelo Cam-Clay Modificado inclui-se nesta família de modelos.

A utilização de modelos de comportamento de solo mais avançados permite ultrapassar as limitações de modelos mais simples, chamados por vezes de modelo de *primeira ordem*, como o modelo Mohr-Coulomb. Ao contrário deste modelo, o modelo Cam-Clay Modificado inclui, por exemplo, rigidez dependente da trajetória de tensão e rigidez anisotrópica. É também um modelo que se considera modelar mais realisticamente as deformações volumétricas do solo. Mas, apesar de já ter sido razoavelmente bem estudado ao nível teórico, ainda carece de investigação e utilização em análises numéricas. Atkinson (2007) alerta que a investigação, com recurso a análises numéricas, sobre a utilização dos modelos de estados críticos em programas de cálculo numérico, é bastante importante de modo a validar estes modelos para o dimensionamento de estruturas geotécnicas.

Sobre este modelo é também importante dar ênfase ao que refere Wood (1990), ao dizer que o Cam-Clay é um modelo pedagógico. Mas o autor acrescenta que, se se compreender perfeitamente o funcionamento do modelo, será possível fazer as alterações que se achem necessárias para incorporar no modelo características de resposta do solo mais realistas. Com o presente trabalho pretende-se tirar conclusões acerca dos resultados que o Cam-Clay Modificado apresenta em cálculos numéricos e com isso ajudar a compreender melhor onde pode ser o modelo melhorado para que, além de modelo pedagógico, possa ser usado em dimensionamento geotécnico com recurso a programas numéricos.

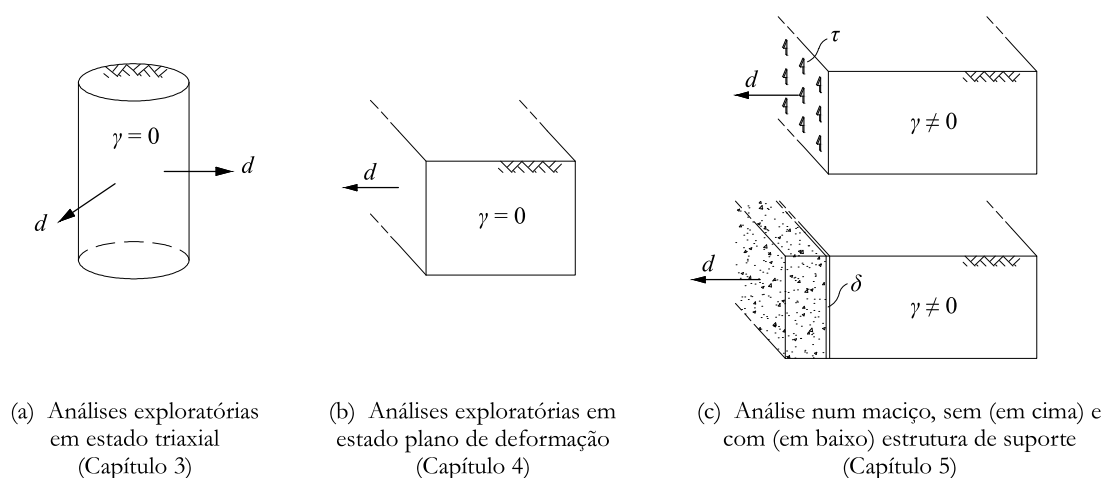
## 1.3 Organização do trabalho

A dissertação inicia-se com uma introdução, seguindo-se um capítulo com fundamentos teóricos. Depois vem o grosso do trabalho, que são três capítulos de análise numérica. Esta foi realizada de forma progressiva, de casos mais simples, habitualmente testados em análises numéricas e com resultados conhecidos, para casos mais complexos, que representam mais corretamente as condições encontradas em estruturas de suporte reais. Nos vários casos analisados é sempre feita a comparação dos resultados numéricos utilizando os dois modelos de comportamento do solo com os resultados obtidos analiticamente. Nos vários capítulos é também analisada a influência da sobreconsolidação do solo nas pressões desenvolvidas. Os modelos simplificados utilizados nas fases da análise numérica constam da Figura 1.1. A dissertação termina com as conclusões.

Desta forma, a estrutura é a seguinte:

- **Capítulo 1:** Faz-se uma introdução ao trabalho, descrevendo o seu enquadramento, os motivos pela qual foi realizado e a estrutura deste.
- **Capítulo 2:** Apresenta-se um resumo teórico sobre impulsos, ativos e passivos, em estruturas de suporte, em particular sobre as teorias de cálculo. Faz-se também uma introdução teórica aos modelos de comportamento do solo utilizados, com ênfase no que é baseado nos estados críticos: o Cam-Clay Modificado.

- **Capítulo 3:** É feita uma análise numérica de pressões ativas em estado triaxial, com peso nulo. Para a realizar, definem-se previamente os parâmetros do solo, para ambos os modelos, para a qual também se recorre a análises numéricas. Neste e no capítulo seguinte as análises são feitas com dois programas numéricos – Crisp e Plaxis.
- **Capítulo 4:** Realiza-se uma análise de pressões ativas em estado plano de deformação, também com peso nulo. Dessa análise tiram-se algumas conclusões importantes sobre a utilização do modelo Cam-Clay Modificado em análises em estado plano de deformação.
- **Capítulo 5:** Neste capítulo analisam-se as pressões sobre estruturas de suporte. Assim, a análise é de novo em estado plano de deformação, mas considerando o peso volumico do solo. Primeiro analisam-se as pressões num modelo sem estrutura de suporte explicitamente modelada e depois utiliza-se um modelo em que esta já é incluída. Este capítulo inclui a consideração de atrito solo-estrutura e inclui também, além do ativo, alguns cálculos de impulso passivo. Neste capítulo fazem-se apenas alguns cálculos mais simples com o Plaxis, sendo o Crisp o programa em que se analisam todos os casos.
- **Capítulo 6:** Por fim, apresentam-se as principais conclusões do estudo efetuado e sugestões para futuros trabalhos nesta área.



**Figura 1.1: Fases da análise numérica: tipos de modelo e de deslocamento.**

As características do conjunto solo-paramento que se mantêm uniformes neste trabalho são:

- solo respondendo em condições drenadas;
- superfície do solo horizontal;
- estrutura de suporte rígida;
- paramento vertical.

Por outro lado, analisam-se variações nos seguintes parâmetros:

- paramento com e sem atrito solo-estrutura (no Capítulo 5);

- 2 OCR considerados: normalmente consolidado e sobreconsolidado;
- 2 tipos de deslocamento: em translação e em rotação (rotação é considerada apenas no Capítulo 5).

## Capítulo 2

# Fundamentos teóricos e programas de cálculo

### 2.1 Introdução

Neste capítulo são abordados os dois principais temas teóricos abrangidos nesta dissertação: os impulsos de terras e os modelos de comportamento. Sobre o primeiro apresenta-se um resumo das duas teorias essenciais de determinação de impulsos de terras: a teoria de Rankine e o método de Coulomb. Descrevem-se também dois métodos de cálculo de impulsos em solos coesivos. Noutra secção descreve-se o modelo Cam-Clay, incidindo principalmente nas partes da teoria mais importantes para este trabalho. Faz-se também uma breve abordagem teórica ao outro modelo de comportamento utilizado, o Mohr-Coulomb. Termina-se o capítulo fazendo uma breve introdução aos programas de cálculo automático utilizados - o Plaxis e o Crisp.

### 2.2 Impulsos de terras

#### 2.2.1 Introdução aos impulsos de terras

As estruturas de suporte de terras, como por exemplo os muros de suporte (Figura 2.1), interagem com o solo suportado, desenvolvendo-se tensões entre os dois<sup>1</sup>. A essas tensões equivale uma resultante atuante num ponto do paramento (face da estrutura que interage com o solo). A essa resultante (ou resultantes), que se mobiliza no paramento (e, por reação, no solo), designa-se por *impulso*.

---

<sup>1</sup> Ao longo do trabalho, ambos os termos *tensão* e *pressão* são utilizados. Ambos referem-se exatamente ao mesmo conceito, simplesmente o autor considera que numas situações fica melhor falar em tensões e, noutras, em pressões.

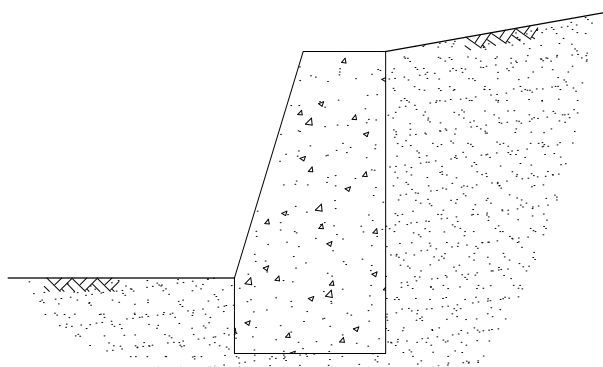


Figura 2.1: Exemplo de estrutura de suporte de terras: um muro de gravidade.

Tal como indica o nome, normalmente estas estruturas têm como função principal suportar o solo. Ou seja, o solo “empurra” a estrutura, que, cumprindo a sua função, impede o solo de se movimentar livremente. Existem, por outro lado, casos em que a estrutura geotécnica recebe forças que têm de ser transmitidas ao solo, e nesse caso o solo suporta a estrutura. É o caso de fundações que transmitem ao solo forças com elevada componente horizontal, como se exemplifica na Figura 2.2. É até bastante frequente as estruturas interagirem com o solo das duas formas referidas, como por exemplo no caso de estruturas de suporte enterradas, em que uma parte do solo está a ser suportada pela estrutura, ao passo que do outro lado desta, na parte enterrada, o solo recebe forças transmitidas pela estrutura. A Figura 2.1 é um exemplo de uma estrutura desse tipo, em que o solo do lado direito é suportado pela estrutura e do lado esquerdo o solo ajuda a suportar a estrutura.

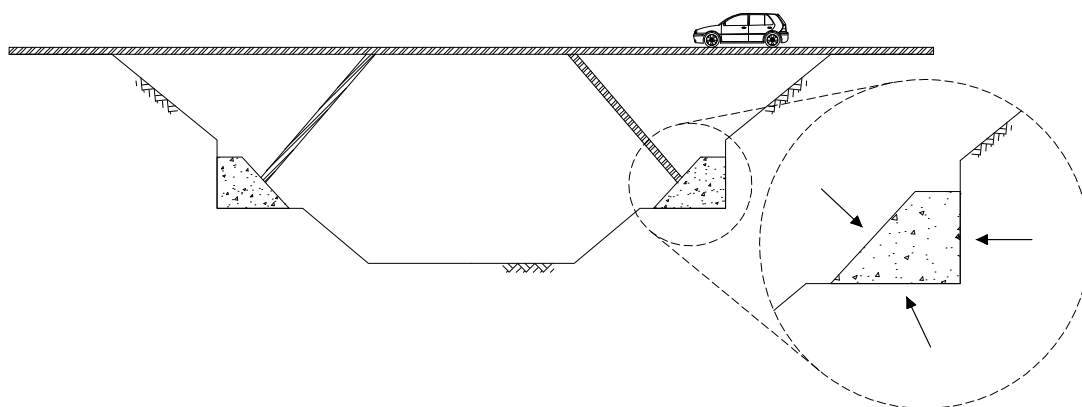
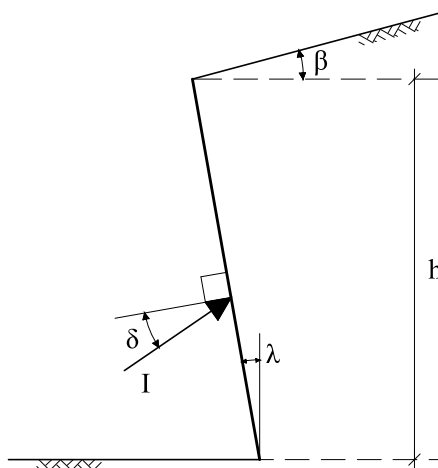


Figura 2.2: Exemplo de estrutura em que as pressões do solo têm natureza reativa (adaptado de Matos Fernandes, 2011).

No primeiro caso, em que o solo “empurra” a estrutura, há uma força mínima que a estrutura terá de suportar, caso contrário o solo não está estável, ocorrendo o colapso. No segundo caso há uma força máxima que pode ser exercida pela estrutura sobre o solo, que se for ultrapassada provoca também o colapso. A força mínima designa-se por *impulso ativo* ( $I_a$ ) e a máxima por *impulso passivo* ( $I_p$ ) ou, em termos de pressões, por *pressões ativas* e *pressões passivas*. Ou seja, os impulsos ativo e passivo correspondem, respetivamente, ao limite inferior e superior da força de interação entre o solo e o paramento.



Na Figura 2.3 apresenta-se uma estrutura de suporte genérica e uma representação do impulso aplicado no solo (o impulso atuante no muro tem o mesmo valor e direção que este, mas tem o sentido inverso).



**Figura 2.3: Representação do impulso aplicado no solo, que está suportado por uma estrutura.**

Ainda sobre estruturas de suporte de terras, refira-se que estas se podem dividir em dois grupos:

- estruturas de suporte “rígidas”;
- estruturas de suporte “flexíveis”.

Nas primeiras incluem-se por exemplo os muros de alvenaria, os de betão e os de gabiões (a Figura 2.1 representa uma estrutura de suporte “rígida” de betão não armado). Designam-se assim porque os movimentos mais importantes destas estruturas são de corpo rígido. Por sua vez, as estruturas de suporte “flexíveis”, além de movimentos de corpo rígido, sofrem deformações por flexão significativas que influenciam as pressões de terras sobre elas atuantes e, consequentemente, dos esforços para que são dimensionadas. Existe portanto uma importante interação solo-estrutura (Guerra, 2010).

Este trabalho debruça-se sobre os impulsos em estruturas de suporte rígidas. Serão feitas análises em que não é modelada uma estrutura de suporte; nesses casos, para fazer uma simulação correta, os deslocamentos aplicados - diretamente no solo - são do género dos que acontecem no solo adjacente a estruturas que têm movimentos de corpo rígido.

Das teorias de cálculo de impulsos existentes destacam-se a teoria de Coulomb (1773) e a teoria de Rankine (1857), que serão abordadas sucintamente de seguida. Neste trabalho, estas teorias de cálculo servirão para determinar analiticamente os impulsos - ativos ou passivos - para os vários casos abordados no presente trabalho. Estes valores de impulsos (e pressões), por serem obtidos com recurso às teorias, serão designados ao longo do trabalho por teóricos, em oposição aos valores numéricos, que são calculados com recurso aos programas computacionais. Refira-se que, em algumas

situações que serão referidas, os impulsos calculados analiticamente não são necessariamente a solução exata para aquele caso, porque não é atualmente possível determinar, com recurso aos métodos analíticos utilizados neste trabalho, a solução exata para esses problemas. Ainda assim, sabe-se que a solução analítica nessas situações não terá um erro demasiado elevado, e sendo assim essa solução será também nesses casos importante para comparar com os valores numéricos, aferindo da qualidade do método numérico utilizado.

## 2.2.2 Determinação de impulsos pela teoria de Rankine

Para esta teoria têm de ser consideradas as seguintes condições de partida (Matos Fernandes, 2011):

- maciço ser granular e emerso;
- superfície do terreno ser horizontal no estado de repouso;
- paramento vertical ser rígido e liso.

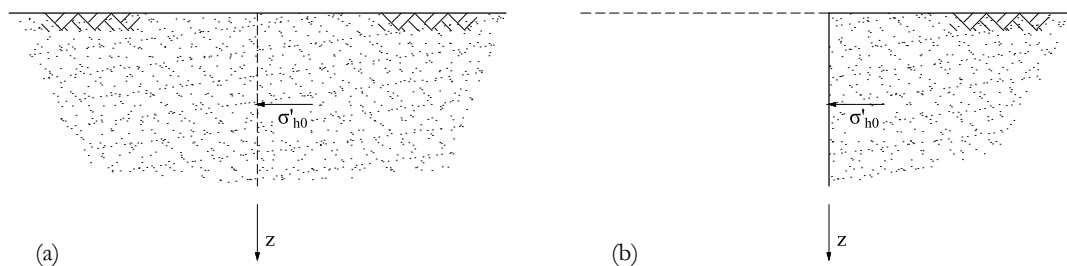
Nestas condições, que fazem com que as tensões horizontal e vertical sejam principais, a tensão exercida pelo solo sobre o paramento, em repouso (Figura 2.4), é dada por:

$$\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0} \quad (2.1)$$

em que  $\sigma'_{h0}$  e  $\sigma'_{v0}$  são as tensões efetivas horizontal e vertical de repouso e  $K_0$  é o coeficiente de impulso em repouso. Com o solo respondendo em condições drenadas, pode definir-se a tensão vertical assim (relembra-se que se considera que o solo se encontra emerso):

$$\sigma'_{v0} = \gamma z \quad (2.2)$$

sendo  $\gamma$  o peso volúmico do solo e  $z$  a profundidade a que está o ponto de solo analisado.



**Figura 2.4: Condições de partida para a mobilização dos estados ativo e passivo de Rankine: a) solo granular, emerso, de superfície horizontal no estado de repouso; b) substituição da parte esquerda do maciço por um paramento vertical, rígido e liso sem introduzir deformações na metade remanescente (Matos Fernandes, 2011).**

Quando o solo responde em condições drenadas, pode definir-se a envolvente de rotura através da seguinte expressão (como se observa graficamente na Figura 2.5):

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2.3)$$

em que  $\tau$  é a tensão tangencial ou de corte e  $\phi'$  é o ângulo de resistência ao corte. Se o paramento sofrer uma translação horizontal para a esquerda, a tensão vertical mantém-se constante enquanto a horizontal diminui progressivamente. Esta diminuição da tensão horizontal tem um limite, que corresponde à mobilização integral da resistência do solo, representada na Figura 2.5 quando a circunferência de Mohr fica tangente à envolvente de rotura. A tensão horizontal correspondente,  $\sigma'_{ha}$ , designa-se por tensão horizontal ativa.

Se o movimento do paramento for de sentido contrário (para “dentro” do solo) a tensão horizontal vai aumentar, mantendo-se constante a vertical. A partir de um certo momento a tensão horizontal fica maior que a vertical e torna-se a tensão principal máxima (isto se, como é mais comum nos solos, em repouso a tensão horizontal era menor que a vertical). Também neste caso a tensão horizontal atingirá um limite (neste caso um máximo), que acontece quando a circunferência de Mohr abre o suficiente para atingir a envolvente de rotura. A essa tensão horizontal máxima designa-se por tensão horizontal passiva,  $\sigma'_{hp}$ . Nestas situações limite define-se os coeficientes de impulso ativo e passivo assim:

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} \quad (2.4)$$

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} \quad (2.5)$$

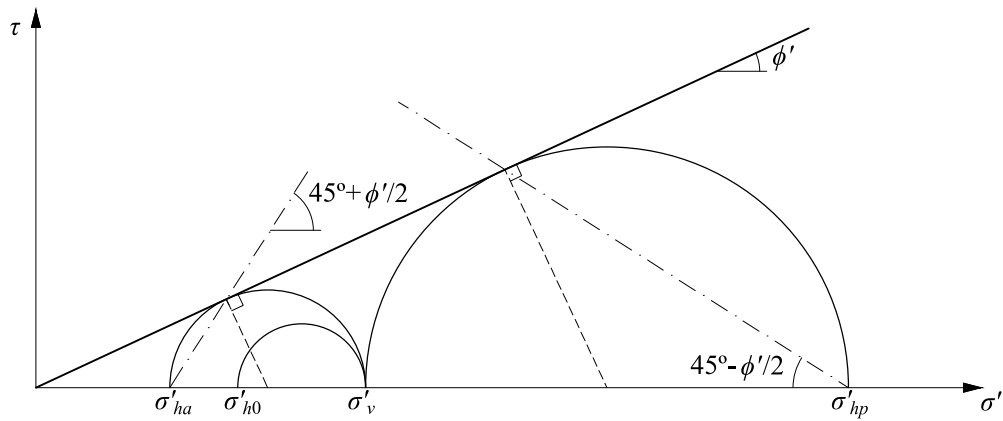


Figura 2.5: Circunferências de Mohr nos estados de repouso, ativo e passivo, para determinação dos impulsos pela teoria de Rankine (adaptado de Matos Fernandes, 2011).

Analisando a Figura 2.5 tem-se, a partir das circunferências de Mohr:

$$\text{sen } \phi' = \frac{(\sigma'_v - \sigma'_{ha})/2}{(\sigma'_v + \sigma'_{ha})/2} \Rightarrow \sigma'_{ha} = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} \sigma'_v \quad (2.6)$$

$$\text{sen } \phi' = \frac{(\sigma'_{hp} - \sigma'_v)/2}{(\sigma'_{hp} + \sigma'_v)/2} \Rightarrow \sigma'_{hp} = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \sigma'_v \quad (2.7)$$

Logo, conclui-se que os coeficientes de impulso ativo e passivo são dados por:

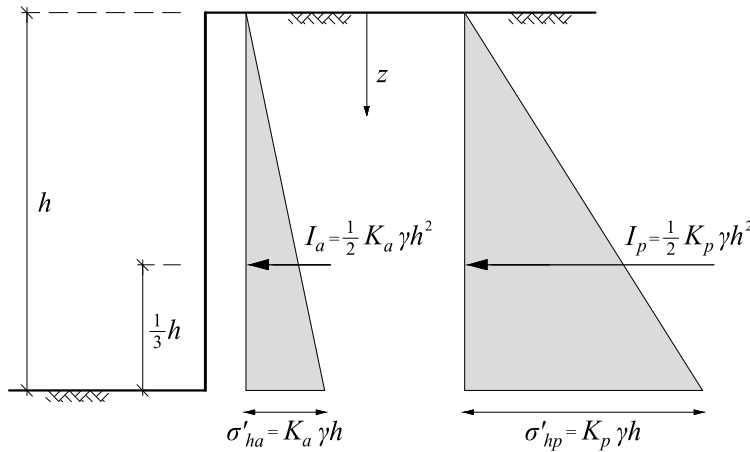
$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} \quad (2.8)$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad (2.9)$$

Se o maciço for homogêneo, a tensão efetiva vertical aumenta linearmente com a profundidade, o mesmo acontecendo com a horizontal, concluindo-se que as pressões horizontais sobre o paramento resultam num diagrama triangular, como se apresenta na Figura 2.6. A resultante do diagrama é o impulso (ativo ou passivo):

$$I_a = \int_0^h K_a \sigma'_v dz = \int_0^h K_a \gamma z dz = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (2.10)$$

$$I_p = \int_0^h K_p \sigma'_v dz = \int_0^h K_p \gamma z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \quad (2.11)$$



**Figura 2.6: Diagramas de pressões e impulsos ativos (à esquerda) e passivos (à direita) de um solo nas condições de Rankine.**

Para o caso de superfície do solo horizontal e paramento vertical e liso, sabe-se que a solução obtida pela teoria de Rankine é igual à do método de Coulomb, apresentado na secção seguinte, sendo esta solução exata.

A teoria de Rankine pode ser estendida a casos em que a superfície do terreno é inclinada e o paramento não é vertical, mas tais extensões da teoria não são aqui apresentadas, porque esses casos não são analisados neste trabalho. Mas serão realizados cálculos numéricos utilizando atrito solo-estrutura; alguns autores, como Boussinesq, basearam-se na teoria de Rankine para formular soluções ao problema de cálculo de impulsos quando existe atrito solo-estrutura. Dessas soluções ficaram bastante conhecidas as Tabelas de Caquot-Kérisel. Mas também estas soluções não serão abordadas neste trabalho porque para o cálculo de impulsos teóricos nos casos que consideram atrito solo-estrutura será usado o método de Coulomb, pela facilidade de cálculo e porque se sabe que, para o caso de determinação de impulsos ativos, os resultados são satisfatórios.

### 2.2.3 Determinação de impulsos pelo método de Coulomb

Coulomb (1773) foi o primeiro a formular uma teoria científica de cálculo de impulsos de terras em equilíbrio limite. Esta considera que o solo é não coesivo, homogêneo e emerso, e define uma cunha de terras limitada por uma superfície plana que passa na base do paramento, como na Figura 2.7. Considera também que a cunha está numa situação de deslizamento iminente (de equilíbrio limite) ao longo do paramento e da superfície plana referida, que se costuma designar por superfície de deslizamento.

Na verdade, a hipótese da superfície de deslizamento ser plana só é correta quando são nulas as tensões tangenciais no paramento. Sabe-se que, na realidade, para casos com atrito solo-estrutura, as superfícies de deslizamento são curvas; considerá-las planas leva a erros na determinação dos impulsos passivos que podem ser consideráveis; mas na determinação dos impulsos ativos os erros são pequenos, e são apenas estes impulsos que são calculados, neste trabalho, para este tipo de situações em que existe atrito solo-estrutura.

Na Figura 2.7 foi desenhada uma hipótese de cunha que dá origem a uma solução (um impulso ativo, neste caso). Com recurso a outras cunhas são obtidas outras soluções, sendo que, por ser um método que considera o deslizamento iminente da cunha, o impulso ativo é a maior das soluções encontradas.

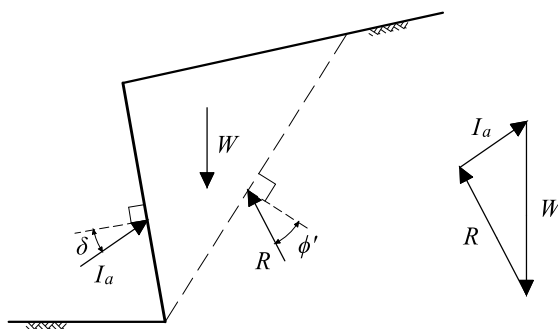


Figura 2.7: Método de Coulomb: escolha de uma cunha para tentativa de resolução gráfica, para o caso ativo (adaptado de Matos Fernandes, 2011).

O método de Coulomb foi concebido como um método gráfico, mas, em casos de geometria e solicitação mais simples (paramento e superfície do terreno retilíneos e sobrecargas uniformes, como nos casos deste trabalho), o problema pode ser tratado analiticamente.

A explicação será feita para o caso do impulso ativo, sendo o caso do impulso passivo análogo. Atente-se à Figura 2.8; nesta figura  $W$  é o peso da cunha de solo,  $R$  é a resultante das forças normal e de corte na superfície de deslizamento e  $\delta$  é o ângulo de atrito solo-muro. Olhando ao polígono de forças representado, pode escrever-se:

$$\frac{I_a}{\sin(\alpha - \phi')} = \frac{W}{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \alpha + \phi' + \delta + \lambda\right)} \quad (2.12)$$

logo:

$$I_a = \frac{W \sin(\alpha - \phi')}{\cos(\alpha - \phi' - \delta - \lambda)} \quad (2.13)$$

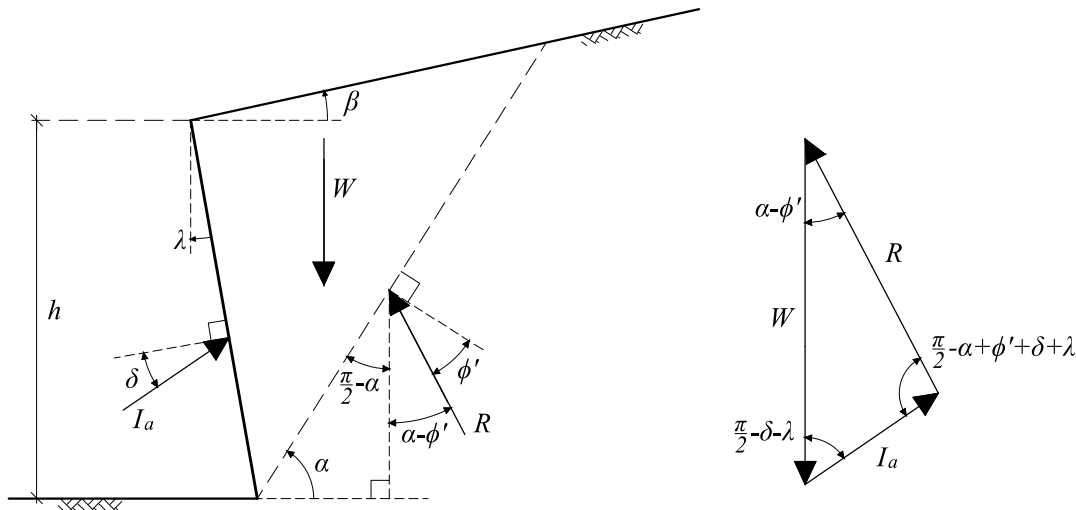


Figura 2.8: Método de Coulomb: determinação dos ângulos para resolução analítica (Matos Fernandes, 2011).

Para uma situação definida (solo e geometria do maciço), o impulso fica dependente apenas da inclinação da cunha, dada por  $\alpha$ . Existirá então uma cunha para a qual o impulso ativo é máximo<sup>2</sup>, por isso para o obter deriva-se a equação em cima em ordem à inclinação da cunha e iguala-se a zero. A expressão do impulso ativo fica então:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad (2.14)$$

<sup>2</sup> Na verdade, havendo uma série de valores de impulso calculados por esta expressão dependente de  $\alpha$ , apenas faz sentido considerar o ativo aquele que for o valor máximo, já que os outros (calculados para diferentes valores de inclinação da cunha), que são menores, garantidamente resultarão em deslizamento da cunha e colapso do maciço e da estrutura.

em que  $K_a$  é:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda)}} \right]^2} \quad (2.15)$$

A componente horizontal do impulso ativo pode ser dada por:

$$I_{ha} = \frac{1}{2} K_{ha} \gamma h^2 \quad (2.16)$$

com

$$K_{ha} = K_a \cos(\lambda + \delta) \quad (2.17)$$

As componentes horizontal e tangencial (vertical) das tensões ativas no solo são dadas por:

$$\sigma'_{ha} = K_{ha} \gamma z \quad (2.18)$$

$$\sigma'_{va} = K_{va} \gamma \quad (2.19)$$

De forma análoga, obtém-se para o impulso passivo:

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \quad (2.20)$$

com:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.21)$$

sendo a componente horizontal dada por:

$$I_{hp} = \frac{1}{2} K_{hp} \gamma h^2 \quad (2.22)$$

com

$$K_{hp} = K_p \cos(\lambda + \delta) \quad (2.23)$$

## 2.2.4 Extensão das teorias de Rankine e Coulomb a solos com coesão

### 2.2.4.1 Solos com coesão nas condições de Rankine (Bell, 1915)

Neste trabalho são feitos alguns cálculos que utilizam solos coesivos – com ângulo de atrito e coesão efetiva, representada por  $c'$ . Para calcular os impulsos teóricos pode olhar-se primeiramente para uma extensão da teoria de Rankine para solos deste tipo, realizada por Bell (1915).

Na Figura 2.9 apresentam-se as circunferências de Mohr para o cálculo dos impulsos pela teoria de Rankine. Daí podem facilmente deduzir-se as expressões dos coeficientes de impulso, denominadas por equações de Rankine-Résal (Matos Fernandes, 2011):

$$K_a^{c'>0} = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} - \frac{2c'}{\sigma'_v} \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.24)$$

$$K_p^{c'>0} = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{2c'}{\sigma'_v} \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.25)$$

Ou, de outra forma, e em termos de tensão horizontal:

$$\sigma'_{ha} = K_a \gamma z - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2.26)$$

$$\sigma'_{hp} = K_p \gamma z + 2c' \sqrt{K_p} \quad (2.27)$$

em que  $K_a$  e  $K_p$  são os coeficientes de impulso ativo e passivo do caso puramente atrítico.

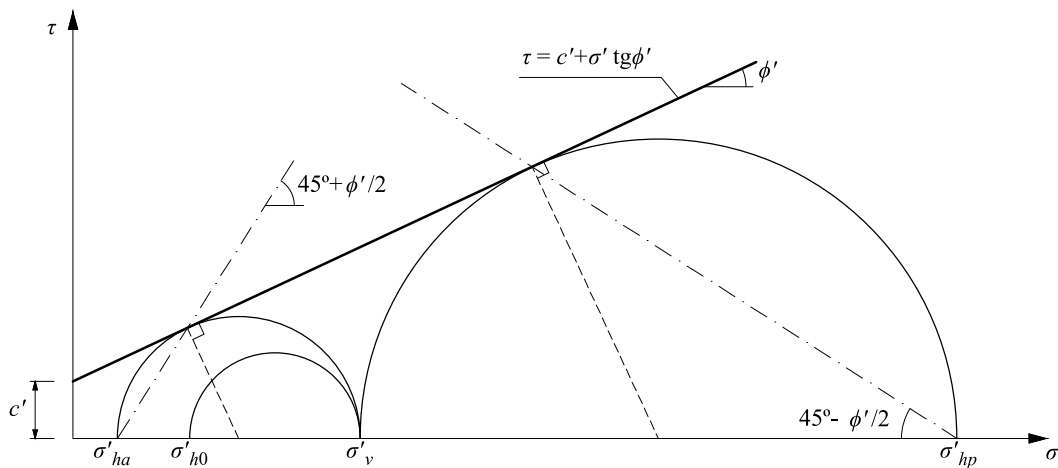


Figura 2.9: Circunferências de Mohr nos estados de repouso, ativo e passivo, para determinação dos impulsos pela teoria de Rankine, num solo com coesão e ângulo de atrito.

Pelas equações apresentadas percebe-se que, neste caso, até uma certa profundidade  $z_0$ , a pressão horizontal sobre o paramento é negativa, isto é, corresponde a tração aplicada à estrutura de



suporte. Para um cálculo realista do impulso de terras este facto deve ser tido em conta. Com ajuda da Figura 2.10 tem-se que a profundidade das fendas por tração, por exemplo para o caso ativo, fica:

$$z_0 = \frac{2c'\sqrt{K_a}}{K_a\gamma} \quad (2.28)$$

e desta forma a tensão horizontal máxima do diagrama triangular fica:

$$K_a\gamma(h - z_0) \quad (2.29)$$

Assim, o impulso ativo é dado por:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a\gamma(h - z_0)^2 \quad (2.30)$$

ou, de outra forma:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a\gamma h^2 - 2c'h\sqrt{K_a} + \frac{2c'^2}{\gamma} \quad (2.31)$$

Para o caso ativo, os dois diagramas de pressões representados na Figura 2.10 têm sentido contrário, mas no caso passivo têm o mesmo sentido, logo não aparecem fendas por tração. Assim, o impulso passivo para este caso é dado por:

$$I_p = \frac{1}{2} K_p\gamma h^2 + 2c'h\sqrt{K_p} \quad (2.32)$$

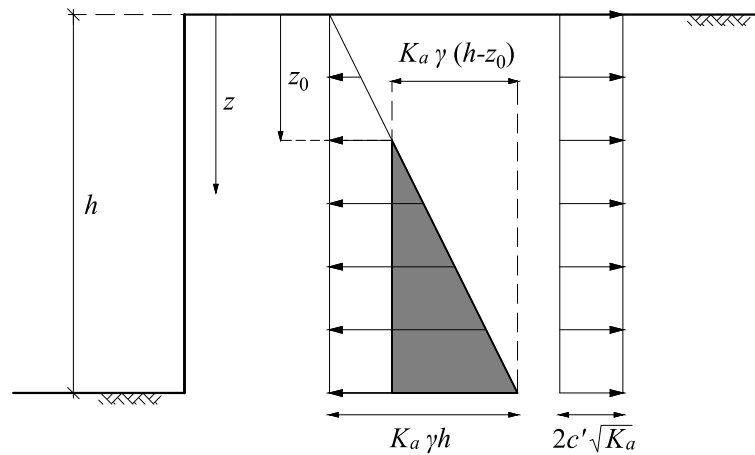


Figura 2.10: Diagrama de pressões ativas: aplicação do método de Rankine a solos com coesão e ângulo de atrito.

### 2.2.4.2 Solos com coesão e paramento rugoso: extensão do método de Coulomb (Craig, 2004)

Quando o paramento é rugoso desenvolve-se neste um atrito solo-estrutura, se o solo for puramente atrítico. Se, como neste caso, o solo tiver também coesão efetiva, desenvolve-se também uma adesão solo-estrutura - representada por  $c_w$  na bibliografia ( $w$  de *wall* - parede). Para valores de atrito e adesão solo-estrutura a considerar é comum utilizar as seguintes relações, referidas por Craig (2004):

$$\frac{\delta}{\phi'} = \frac{2}{3} \quad (2.33)$$

$$\frac{c_w}{c'} = 0,5 \quad (2.34)$$

Outra relação bastante usada para determinação da adesão, referida por (Hansbo, 1994), depende de  $\frac{\delta}{\phi'}$ , da seguinte forma:

$$\frac{c_w}{c'} = \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} \quad (2.35)$$

Craig refere que o método de Coulomb pode ser estendido a solos coesivos, como exemplificado na Figura 2.11. No caso do presente trabalho, em que a superfície é horizontal, o paramento é vertical e o solo responde em condições drenadas, a pressão ativa<sup>3</sup> à profundidade  $z$  (apresentada graficamente na Figura 2.12) pode ser dada por:

$$\sigma'_a = K_a \gamma z - K_{ac} c' \quad (2.36)$$

onde  $K_a$  vem do método de Coulomb (Equação (2.15)) e  $K_{ac}$  é dado por:

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a \left(1 + \frac{c_w}{c'}\right)} \quad (2.37)$$

A profundidade das fendas por tração (para a qual  $\sigma'_a = 0$ ) é dada por:

$$z_0 = \frac{2c' \sqrt{1 + \frac{c_w}{c'}}}{\gamma \sqrt{K_a}} \quad (2.38)$$

Como existe ângulo de atrito solo-estrutura, as componentes horizontal e tangencial (vertical) das tensões ativas no solo são dadas por:

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_a \cos(\lambda + \delta) \quad (2.39)$$

<sup>3</sup> Para simplificar apenas se refere o caso ativo, porque neste trabalho não são feitos cálculos de impulso passivo utilizando paramento rugoso.

$$\sigma'_{va} = \sigma'_a \sin(\lambda + \delta) \quad (2.40)$$

Fazendo a integração das tensões em altura tem-se o impulso ativo, dado por:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - K_{ac} c' h + \frac{z_0 K_{ac} c'}{2} \quad (2.41)$$

Ou, entrando com os as expressões de  $K_{ac}$  e  $z_0$ , fica<sup>4</sup>:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2c'h \sqrt{K_a \left(1 + \frac{c_w}{c'}\right)} + \frac{2c'^2 \left(1 + \frac{c_w}{c'}\right)}{\gamma} \quad (2.42)$$

sendo que a componente horizontal do impulso ativo será:

$$I_{ha} = I_a \cos(\lambda + \delta) \quad (2.43)$$

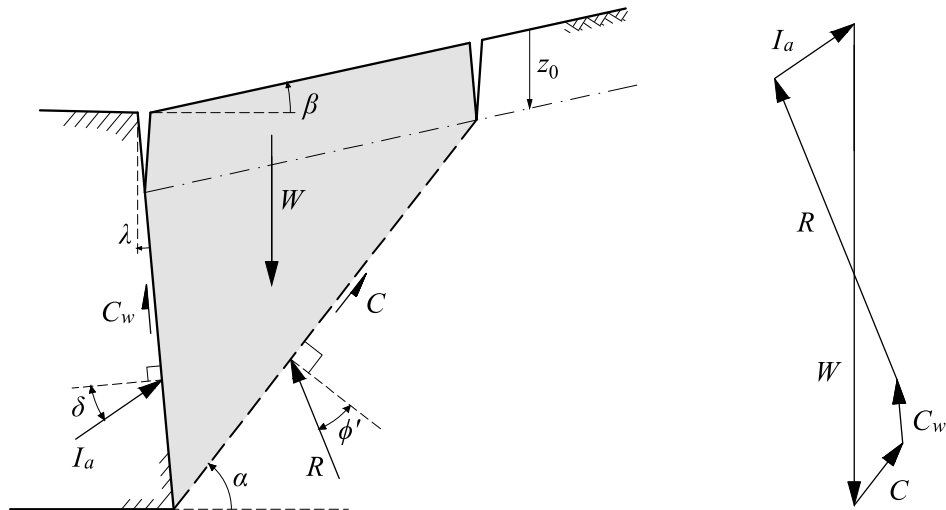


Figura 2.11: A teoria de Coulomb aplicada a solo com coesão e ângulo de atrito, no caso ativo (adaptado de Craig, 2004)

<sup>4</sup> Note-se que, se estivermos nas condições de Rankine (paramento vertical, superfície do solo horizontal e atrito solo-estrutura nulo),  $c_w$  será nulo e  $K_a$  será igual ao de Rankine, resultando que a equação fica igual à de Rankine-Résal (Eq. (2.31)).

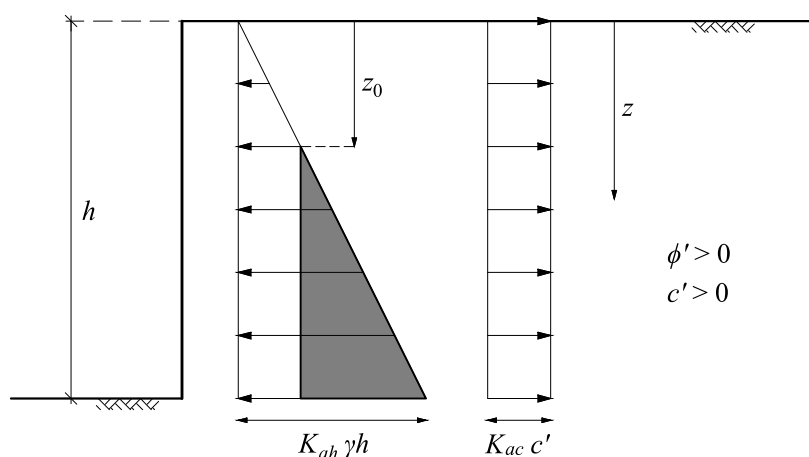


Figura 2.12: Diagrama de pressões ativas: aplicação do método referido por Craig (2004) a solos com coesão e ângulo de atrito, quando o paramento é rugoso.

## 2.3 Modelos de comportamento do solo utilizados

### 2.3.1 Introdução

Os modelos de comportamento do solo são modelos teóricos que interpretam genericamente o comportamento real de um solo. São utilizados nos programas numéricos, nos quais se definem as características dos solos com parâmetros associados aos modelos.

A maioria dos solos exibe propriedades elásticas não lineares para níveis de tensão baixos, e é por isso que para níveis de tensão relativamente baixos podem ser utilizados modelos de comportamento do solo elásticos. Mas, quando carregamentos relativamente grandes são aplicados no solo, o solo pode começar a ceder, provocando deformações irreversíveis. Logo, para este tipo de cargas não é aconselhável utilizar a teoria elástica na previsão de deformações. Além disso, utilizando modelos mais evoluídos que consigam modelar o comportamento do solo desde as pequenas deformações iniciais até grandes deformações de cedência e até ao colapso, o utilizador pode extrair parâmetros de dimensionamento das estruturas que satisfaçam não só os estados limites últimos, associados ao colapso, como os estados limites de utilização (ou de serviço), relacionados com deformações excessivas do terreno (Gunaratne, 2006).

É por estas razões que é tão importante que se utilizem em geotecnia os modelos constitutivos adequados. Este trabalho incide sobre a utilização do modelo Cam-Clay Modificado, comparando-se este com o modelo Mohr-Coulomb, sendo ambos modelos bastante conhecidos na área. Para simplificação, o modelo Cam-Clay Modificado e o modelo Mohr-Coulomb serão designados, neste trabalho, por modelo CCM e modelo MC, respetivamente. Neste capítulo descrevem-se sucintamente os dois modelos.

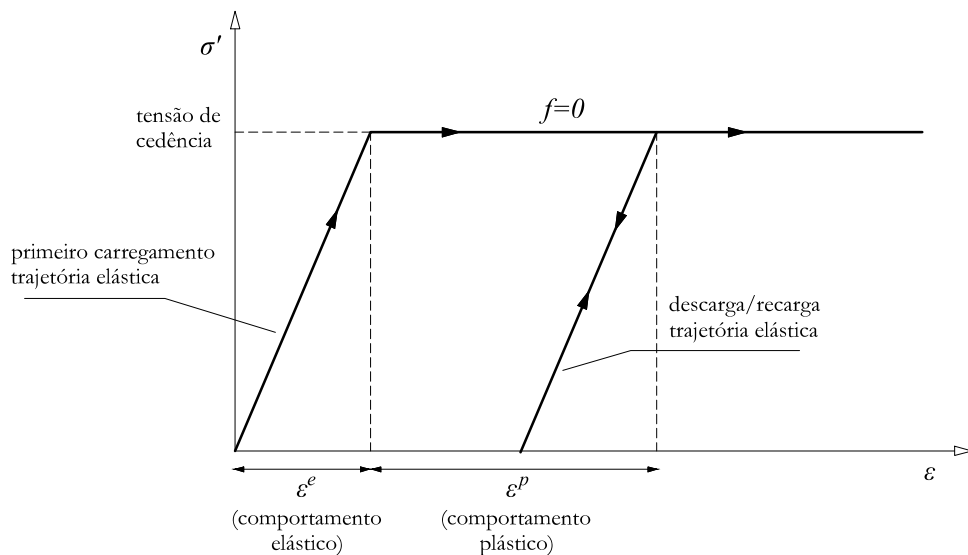
### 2.3.2 Mohr-Coulomb

O modelo de comportamento do solo tipicamente mais utilizado nos programas numéricos é um modelo linear elástico-perfeitamente plástico designado usualmente por modelo Mohr-Coulomb.

A ideia básica de um modelo elástico-perfeitamente plástico está apresentada na Figura 2.13. Este modelo, ao contrário de modelos elásticos mais básicos, fornece uma maneira simples de limitar a tensão de corte permitida.

O princípio básico da elastoplasticidade é que as deformações são decompostas numa parte elástica e numa parte plástica. Para pequenas deformações, tem-se:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.44)$$



**Figura 2.13: Modelo elástico-perfeitamente plástico de comportamento do solo (adaptado de Brinkgreve *et al.*, 2010 e de Woods e Rahim, 2007).**

Numa fase puramente elástica, como se mostra no primeiro troço da Figura 2.13, todas as deformações são reversíveis. Esta fase acontece para muito pequenas deformações. Por outro lado, numa fase em que o comportamento é perfeitamente plástico, as deformações são irreversíveis. Nos programas numéricos, para avaliar se num cálculo o material entra em plasticidade, pode introduzir-se a chamada *função de cedência*,  $f$ , função da tensão e da deformação. A condição de  $f = 0$  define a cedência plástica e é normalmente representada por uma superfície no espaço das tensões principais. Um modelo elástico-perfeitamente plástico é um modelo constitutivo com uma superfície de cedência fixa (forma e tamanho constantes), ou seja, uma superfície de cedência que é definida pelos parâmetros do modelo e não é afetada por deformação plástica. Para estados de tensão dentro dessa superfície o comportamento é puramente elástico (Brinkgreve *et al.*, 2010). Para o modelo Mohr-Coulomb (modelo MC), a superfície de cedência é representada por um cone hexagonal no espaço das tensões principais, como se mostra na Figura 2.14.

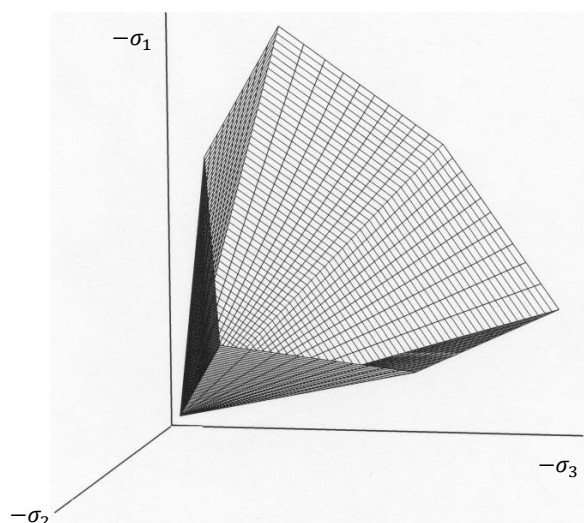


Figura 2.14: Superfície de cedência do modelo MC no espaço das tensões principais ( $c = 0$ ) (Brinkgreve *et al.*, 2010)

O modelo MC incorporado nos programas computacionais utilizados contempla o critério de rotura com o mesmo nome. Pelo *critério de rotura de Mohr-Coulomb*, um solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas que passam neste ponto é atingida a seguinte relação entre a componente tangencial,  $\tau$ , e a componente normal,  $\sigma'$ , da tensão:

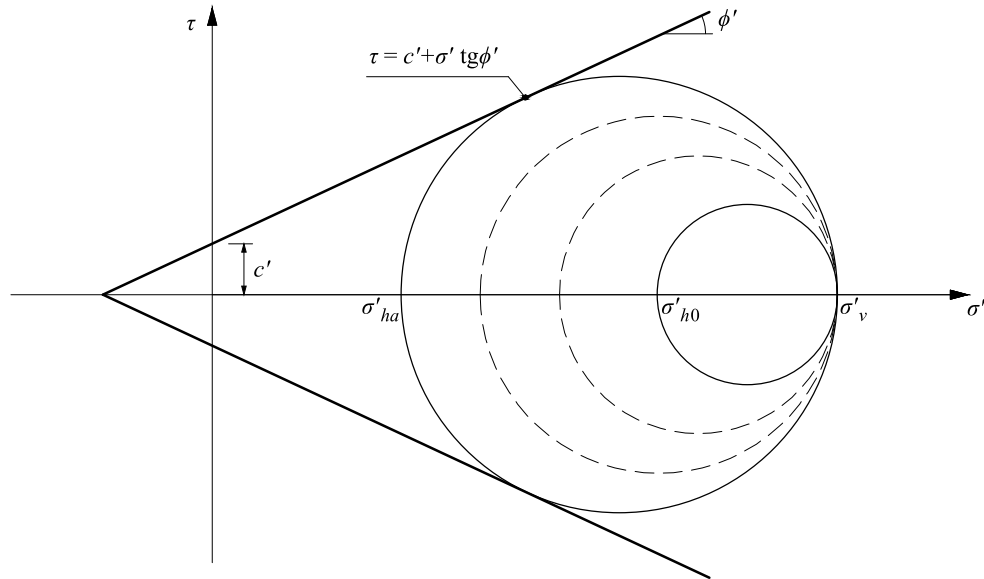
$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2.45)$$

em que  $c'$  é a *coesão efetiva* e  $\phi'$  é o *ângulo de atrito* ou *ângulo de resistência ao corte* (ambos efetivos, porque o critério de rotura de MC aplica-se em tensões efetivas).

Na Figura 2.15 apresentam-se circunferências de Mohr representativas das tensões de um ponto num maciço de solo com coesão e ângulo de atrito (e nas condições de equilíbrio de Rankine), no qual é aplicado deslocamento horizontal “para fora” do solo. O deslocamento é tal que leva o solo à rotura, que pelo critério de MC acontece quando a circunferência intersesta a envolvente de rotura, como se observa na figura. Este critério foi utilizado por Rankine na formulação da sua teoria, como foi apresentado na Figura 2.5, para solos sem coesão, e Figura 2.9, para solos com coesão.

Uma das vantagens da utilização deste modelo em cálculos é que os parâmetros necessários para o definir são bastante familiares aos engenheiros geotécnicos e podem ser obtidos a partir dos ensaios de caracterização geotécnica mais comuns. Os parâmetros básicos definidores deste modelo são os apresentados na Tabela 2.1, sendo que os elásticos (de rigidez) vêm da *lei de Hooke* e os parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  vêm, como referido, da forma generalizada do *critério de rotura de Mohr-Coulomb*. A utilização do ângulo de dilatância,  $\psi$ , permite o uso de lei de fluxo associada ou lei de fluxo não associada (com esta última modelam-se mais realisticamente variações de volume irreversíveis devido ao corte (Brinkgreve R. B., 2005)). Nos programas computacionais utilizados, o modelo MC tem al-

gumas características mais avançadas, como o aumento do módulo de deformabilidade com a profundidade (característica que será usada) e o aumento da coesão com a profundidade (respetivamente  $E_{inc}$  e  $c_{inc}$  no programa de cálculo numérico PLAXIS, e  $m_e$  e  $m_c$  no programa de cálculo numérico CRISP).



**Figura 2.15:** Circunferências de Mohr para vários estados de tensão: desde o repouso até ser atingida a rotura do solo de acordo com o critério de MC, depois de aplicadas 3 fases de deslocamento horizontal numa estrutura de suporte de um maciço de terras (adaptado de Matos Fernandes, 2006).

**Tabela 2.1:** Parâmetros do modelo Mohr-Coulomb.

TIPO	PARÂMETRO	DESIGNAÇÃO	UNIDADE
Rigidez	$E$	Módulo de deformabilidade	kPa
	$\nu$	Coefficiente de <i>Poisson</i>	-
Resistência	$c'$	Coesão efetiva	kPa
	$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte	Graus (°)
	$\psi$	Ângulo de dilatância	Graus (°)

Deve ser notado que este é apenas um modelo de primeira ordem; o comportamento na rotura é geralmente bem conseguido (pelo menos em condições drenadas), mas o comportamento de rigidez antes de ser atingida a tensão de corte limite é modelado de maneira deficiente. Assim, como refere Brinkgreve (2005), o modelo revela capacidades limitadas em modelar com precisão o comportamento de deformação antes da rotura. Por esta razão, a utilização deste modelo em problemas de escavações e muros de contenção pode resultar em deformações irrealistas. Por outro lado, como em termos de comportamento de resistência o modelo tem um melhor desempenho, este modelo é adequado para analisar a estabilidade de barragens, taludes e aterros. Porém, o modelo não inclui amolecimento após ser atingido um estado de pico. Sendo assim, faz-se uma advertência importante para

este trabalho: para se estar do lado da segurança, ao usar este modelo devem selecionar-se parâmetros de resistência que representem a resistência de estado crítico e não a de pico. Neste trabalho, para comparação com o modelo CCM na fase de pico serão usados, no modelo MC, parâmetros que representam a resistência no estado de pico (como feito na secção 3.5.4), mas apenas para fazer a comparação das pressões ativas obtidas pelos dois modelos e não como parâmetros que se devem usar numa análise numérica de um problema geotécnico, utilizando o modelo MC.

Por fim, faça-se referência a um aspeto que, como se verá mais à frente neste trabalho, é crucial na relação entre os parâmetros de resistência do modelo MC e do modelo CCM. Tal como disse Wood (1990), o critério de rotura de MC, por lidar com condições no plano, não é influenciado pelo valor da tensão principal efetiva intermédia,  $\sigma'_2$ . Ou seja, esta tensão intermédia pode ser igual à tensão principal mínima, igual à tensão principal máxima ou ter um qualquer valor intermédio sem que afete o círculo de Mohr que define a rotura, pois este círculo é apenas definido pelas maior e menor tensões principais.

## 2.3.3 Cam-Clay Modificado

### 2.3.3.1 Introdução

O modelo Cam-Clay Original (Roscoe e Schofield, 1963) e o modelo Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968) foram os primeiros modelos de estado críticos criados. Foram formulados por investigadores na Universidade de Cambridge, com vista a descrever o comportamento de solos moles como a argila - normalmente consolidada ou fracamente sobreconsolidada - em ensaios triaxiais (Brinkgreve R. B., 2005). O modelo Cam-Clay Modificado (CCM) tem vindo a ser utilizado com sucesso em várias áreas, principalmente envolvendo deformações de argilas moles.

Existem outras teorias dentro da família Cam-Clay<sup>5</sup> (por exemplo o modelo Schofield), sendo todas semelhantes: o solo é tido como friccional com compressão logarítmica; a superfície de estado é tida como uma superfície de cedência e como superfície de potencial plástico; e o endurecimento está relacionado com as deformações volumétricas plásticas. As principais diferenças entre os vários modelos dentro da família Cam-Clay estão nas equações que descrevem as curvas de cedência. Por exemplo, no Cam-Clay Original (CCO) estas são espirais logarítmicas, ao passo que no Cam-Clay Modificado são elipses. O CCO tem a vantagem da álgebra das espirais logarítmicas ser mais simples, mas tem outros aspetos em que não é tão bom como o CCM (Atkinson, 2007).

Os modelos de estados críticos são descritos de forma muito completa por Atkinson (2007) e Wood (1990), sendo que o primeiro descreve em particular o modelo CCO e o segundo o modelo CCM. O resumo apresentado nesta secção é baseado principalmente nestes dois livros. Refira-se ainda

---

<sup>5</sup> Os investigadores deram o nome de Cam-Clay por haver um rio em Cambridge chamado Cam. Mas chama-se a atenção, porque pode levar a engano, que Cam-Clay não é um nome de um tipo de solo existente em Cambridge, mas apenas um modelo teórico. Mas claro, pois esse é o objetivo, que haverá solos que se comportam de maneira muito semelhante ao modelo teórico Cam-Clay.



que Britto & Gunn (1987) descreveram a forma como as equações dos modelos Cam-Clay podem ser implementadas em análises numéricas.

### 2.3.3.2 Compressão isotrópica, a *linha de compressão normal* e as constantes elásticas

Segundo Wood (1990), os quatro ingredientes de um modelo elasto-plástico como o CCM são:

1. propriedades elásticas;
2. superfície de cedência;
3. potencial plástico;
4. regra do endurecimento.

Antes de descrever as propriedades elásticas, refira-se que na mecânica dos estados críticos o estado do solo é caracterizado por três parâmetros:

- tensão efetiva média,  $p'$ ;
- tensão deviatórica<sup>6</sup>,  $q$ ;
- volume específico,  $v$ .

Estes parâmetros são definidos, em termos de tensões principais, pelas seguintes equações:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.46)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} \quad (2.47)$$

$$v = 1 + e \quad (2.48)$$

onde  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  e  $\sigma'_3$  são as tensões principais, respetivamente máxima, intermédia e mínima, e  $e$  é o índice de vazios.

Neste modelo, quando o solo é comprimido isotropicamente ( $p' = \sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ ) em condições drenadas, experimentando pela primeira vez esse valor de  $p'$ , a trajetória no plano  $(v, p')$  é designada por *linha de compressão normal* (LCN) e é uma reta no plano  $(v, \ln p')$ , com a equação:

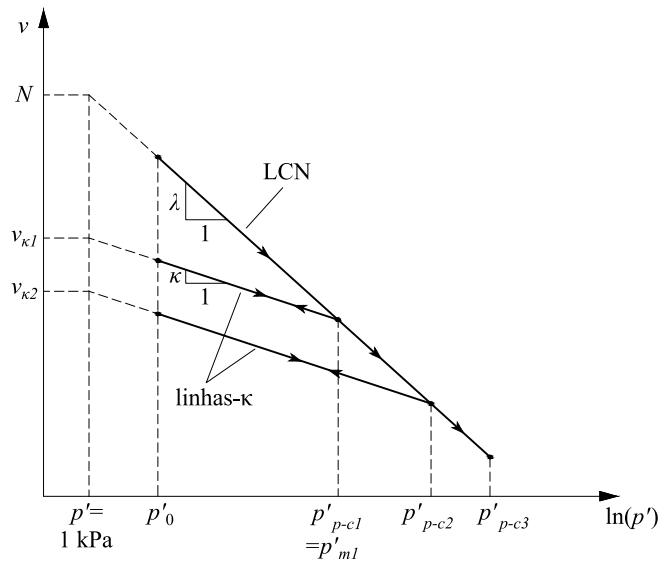
$$v = N - \lambda \ln p' \quad (2.49)$$

<sup>6</sup> Na bibliografia, por os modelos de estados críticos serem bastante usados em análises triaxiais, a expressão da tensão deviatória que é mais comum ver é a do estado triaxial (Equação (3.5)),  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ , que é uma forma particular da Equação (2.47). Ao parâmetro  $q$  no estado triaxial é também comum designar por *desviador*. Para distinguir da forma particular, pode designar-se o parâmetro  $q$  dado pela Equação (2.47) por *tensão deviatória generalizada* (Wood, 1990) (também designada por *tensão distorcional*). A expressão da tensão deviatória na sua forma generalizada será importante na análise realizada no Capítulo 4. A tensão média e a tensão deviatória vêm da conversão, do estado de tensão multiaxial para uniaxial, das tensões normal e de corte, nos planos octaédricos ( $\sigma_{oct}$  e  $\tau_{oct}$ , respetivamente) (Gunaratne, 2006).

As trajetórias de descarga e de recarga até ao valor máximo de  $p'$  anteriormente atingido são diferentes da LCN. Estas designam-se por *linhas de descarga-recarga*, ou *linhas- $\kappa$* , e são definidas pela equação:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (2.50)$$

Nestas equações,  $N$ ,  $\lambda$  e  $\kappa$  são propriedades características de cada solo (podendo ser obtidos a partir de ensaios triaxiais) e  $v_{\kappa}$  depende da história de carregamento do solo. Na Figura 2.16 está uma trajetória, no plano  $(v, \ln p')$ , de um provete que sofre compressão isotrópica, num ensaio triaxial, estando definidas a LCN e duas linhas- $\kappa$ . Acrescenta-se que esta relação logarítmica entre a tensão efetiva média e o volume de vazios, resultando que a tensão tem uma dependência linear da rigidez, é mais realista para argilas normalmente consolidadas ou fracamente sobreconsolidadas (Brinkgreve R. B., 2005).



**Figura 2.16:** Comportamento de uma amostra de solo sob compressão e descompressão isotrópicas. A linha de compressão normal e as linhas- $\kappa$ .

Em termos de elasticidade volumétrica tem-se, respetivamente para o primeiro carregamento e para descarga e recarga:

$$K' = \frac{v p'}{\lambda} \quad (2.51)$$

$$K' = \frac{v p'}{\kappa} \quad (2.52)$$

sendo  $K'$  o módulo volumétrico (ou módulo de compressibilidade volumétrica). Pelas equações percebe-se que  $K'$  não é constante, logo em compressão ou descompressão o comportamento é elástico não linear.

Por fim, refira-se que o estado do solo pode atingir qualquer ponto abaixo e à esquerda da LCN, por meio de descompressão, mas é impossível atingir a região acima e à direita dessa linha.

### 2.3.3.3 Sobreconsolidação do solo

Diretamente relacionado com a secção anterior está o conceito de sobreconsolidação: um solo cujo estado está sobre a LCN está normalmente consolidado (NC) ao passo que sobre uma linha- $\kappa$  está sobreconsolidado (OC).

Um solo normalmente consolidado é geralmente um solo geologicamente recente, que sofreu um carregamento monotónico. Especialmente em maciços antigos, é frequente acontecer erosão das camadas de solo mais superficiais, levando a uma descarga (diminuição das tensões verticais); ao solo nessas camadas chama-se sobreconsolidado. Para medir a sobreconsolidação de um solo, sob solicitação isotrópica, existe o *grau de sobreconsolidação*,  $OCR^7$ , dado por:

$$OCR_{iso} = \frac{p'_{p-c}}{p'_{atual}} \quad (2.53)$$

em que  $p'_{p-c}$  (também referida na bibliografia como  $p'_m$ ) é a máxima tensão efetiva média a que o solo já esteve sujeito (neste trabalho designa-se por *tensão média de pré-consolidação*) e  $p'_{atual}$  é a tensão efetiva média a que o solo está sujeito presentemente (Figura 2.16). Semelhante ao OCR, o *yield stress ratio*<sup>8</sup> ( $Y_p$ ) é dado por:

$$Y_p = \frac{p'_y}{p'_{atual}} \quad (2.54)$$

em que  $p'_y$  (por vezes chamada *tensão de cedência*) é a tensão média na intersecção da linha- $\kappa$ , em que o solo está, com a LCN (refira-se que neste caso não é obrigatório que o solo tenha anteriormente passado por esse estado de tensão, como acontece na Equação (2.53)). Far-se-á de novo referência a  $p'_y$  na secção 2.3.3.6.

Em compressão edométrica o OCR tem uma definição diferente, dada por (Matos Fernandes, 2006):

$$OCR_{edo} = \frac{\sigma'_{v,p-c}}{\sigma'_{v,atual}} \quad (2.55)$$

em que  $\sigma'_{v,p-c}$  é a tensão vertical de pré-consolidação (referida por alguns autores por  $\sigma'_{pv}$  ou simplesmente  $\sigma'_{vmax}$ ), que é a maior tensão efetiva vertical já experimentada pelo solo e  $\sigma'_{v,atual}$  é a

<sup>7</sup> OCR vem de *overconsolidation ratio*. Também é comum o uso dos símbolos  $R_{OC}$  ou  $R_p$ .

<sup>8</sup> No programa Crisp os *yield ratios* têm uma definição diferente: referem-se à relação entre os  $p'_y$  no início e no fim de incremento atual, logo calcula o quanto a curva de cedência (veja-se a Secção 2.3.3.6) mudou de tamanho no presente incremento, sendo portanto uma forma de aferir se os incrementos utilizados são pequenos o suficiente.

tensão efetiva vertical atual. Um solo com  $OCR = 1$  está NC ao passo que se tiver  $OCR > 1$  está OC. O grau de sobreconsolidação do solo influencia bastante o comportamento do solo.

Relacionado com o grau de sobreconsolidação está outro conceito: o de estado do solo no *lado húmido* ou no *lado seco*. Existe um OCR crítico, representado na Figura 2.17 por uma linha de traço interrompido (que fica geralmente abaixo da linha de estados críticos, linha esta que será referida de seguida), que separa solos levemente OC e fortemente OC. Este OCR crítico depende da natureza do solo, mas normalmente se  $1 < OCR < 2$  o solo está levemente OC e se  $OCR > 3$  está fortemente OC<sup>9</sup> (Atkinson, 2007)<sup>10</sup>.

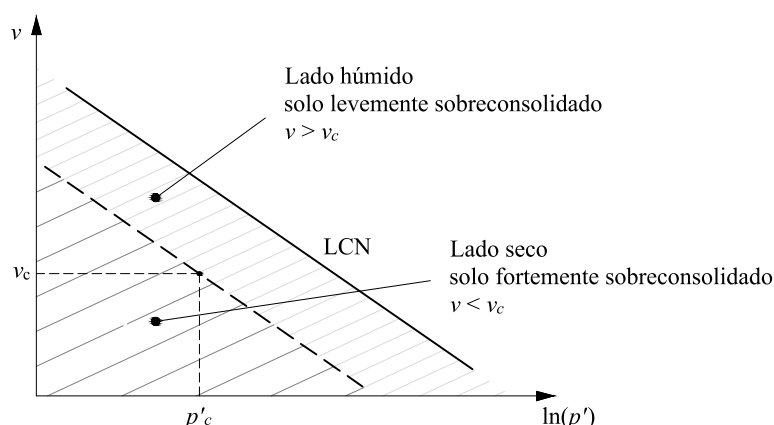


Figura 2.17: Estados dos solos no lado húmido e no lado seco (Atkinson, 2007).

Como se indica na figura, a região onde o solo está NC ou levemente OC é o lado húmido e a região onde o solo está fortemente OC é o lado seco. São dadas estas designações porque o solo no lado húmido tem, à partida, um volume de vazios (ou volume de água) maior que  $v_c$ , o volume específico crítico<sup>11</sup> (no estado crítico). Ou seja, se saturado, o solo está mais húmido que no estado crítico para o qual tenderá. O inverso aplica-se ao lado seco.

O conceito de lado húmido e lado seco é muito importante porque o solo apresenta um comportamento bastante diferente nos dois lados, de que se falará na secção 2.3.3.5.

### 2.3.3.4 Estado crítico

Como referido, o Cam-Clay é um modelo de estados críticos, estados esses que importa definir. O solo, quando sujeito a solicitações de corte em condições drenadas (o caso não drenado não é

<sup>9</sup> A nomenclatura de solos levemente ou fortemente sobreconsolidados está normalmente associada a argilas, mas também pode ser usada para areias. Para as últimas pode usar-se também a designação de areias soltas ou densas, respetivamente.

<sup>10</sup> Estes valores na classificação dos solos quanto ao grau de sobreconsolidação podem variar um pouco conforme o autor (Matos Fernandes (2006), por exemplo, classifica solos fortemente sobreconsolidados se tiverem  $OCR > 5$ ).

<sup>11</sup> O ponto crítico da Figura 2.17 tem uma localização apenas representativa; como é um ponto crítico, localiza-se na linha dos estados críticos, que, como já foi referido, apesar de ficar próxima, não se encontra necessariamente no mesmo local que a linha de traço interrompido representada na figura (linha que separa os lados seco e húmido).

analisado neste trabalho), tenderá para uma condição última, na qual a deformação plástica teoricamente pode continuar indefinidamente sem que haja variação de volume ou de tensões efetivas (como se observa, mais à frente, na Figura 2.24 (b) e (d)). Esta condição de plasticidade perfeita ficou conhecida por *estado crítico* (Wood, 1990). Simplificadamente, o estado crítico é o estado para o qual o solo entra em rotura durante o corte. A *linha de estados críticos* (LEC) define a chegada a esse estado. Esta é apresentada na Figura 2.18 em dois planos comuns,  $(q, p')$  e  $(v, \ln p')$ , sendo definida nestes pelas equações:

$$q = Mp' \quad (2.56)$$

$$v = \Gamma - \lambda \ln(p') \quad (2.57)$$

O  $M$  é considerado o parâmetro de resistência do modelo Cam-Clay. Refira-se que este parâmetro se relaciona com o parâmetro de resistência do modelo MC,  $\phi'$ , por equações que serão apresentadas na secção 3.4.2. Os parâmetros  $M$  e  $\Gamma$  são parâmetros do material, dependendo apenas da natureza dos grãos do solo. Tal como na LCN, a inclinação da LEC no plano  $(v, \ln p')$  é  $\lambda$ , logo ambas as linhas são paralelas, como se observa na figura.

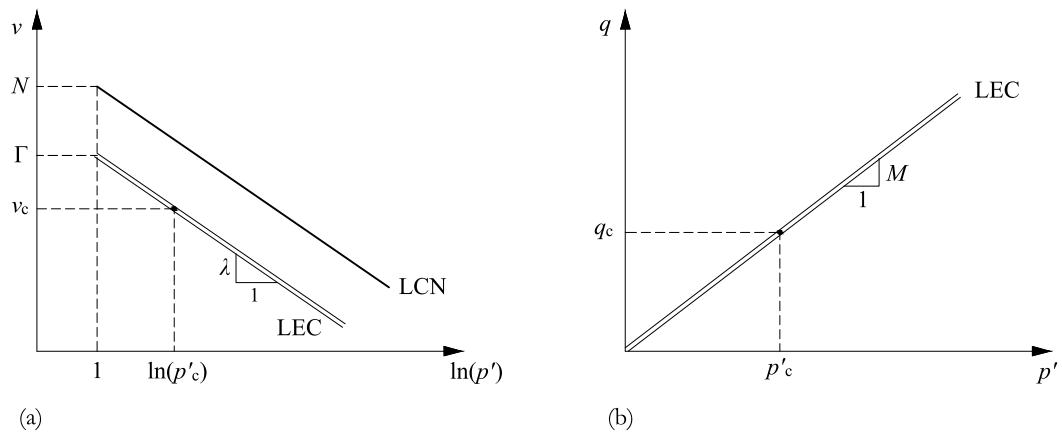
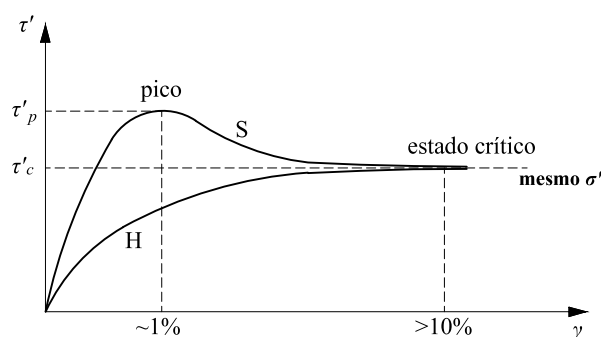


Figura 2.18: A linha de estados críticos (LEC) em dois planos típicos; localização de um ponto no estado crítico (adaptado de Atkinson, 2007).

Refira-se que o comportamento descrito, de deformação a volume constante a partir de uma certa altura, sob ação de uma solicitação de corte, nem sempre acontece. No caso das areia, o comportamento é diferente quando existe quebra ou esmagamento dos grãos, levando até alguns autores a propor uma LEC curva no plano  $(v, \ln p')$ , para materiais arenosos. No caso das argilas, o que se verifica normalmente é a diminuição da resistência (para valores que se designam por *residuais*), depois de mantida a solicitação de corte até se atingirem deformações elevadas. Isto deve-se ao alinhamento das finas e longas placas de argila, que constituem este tipo de solo, com os planos de corte (Antão, 2009).

### 2.3.3.5 Estados de pico

Os solos que estejam inicialmente no lado seco (definido na secção 2.3.3.3) atingem um *estado de pico* antes do estado crítico. Solos no lado húmido não atingem pico. As duas situações são apresentadas na Figura 2.19, que apresenta curvas típicas de tensão-deformação de um ensaio de corte feito a duas amostras, uma fortemente sobreconsolidada e outra normalmente consolidada. Estas amostras têm inicialmente a mesma tensão de confinamento, que as leva em último lugar à mesma tensão crítica. Mas têm inicialmente diferentes índices de vazios – a amostra sobreconsolidada está muito mais compactada que a normalmente consolidada. O estado de pico normalmente é atingido para deformações na ordem de 1%, ao passo que o estado crítico é atingido para deformações maiores que 10% (e em alguns casos para mais de 50%) (Atkinson, 2007).



**Figura 2.19:** Ensaio de corte drenado: comparação do comportamento de duas amostras de solo com estados iniciais diferentes, uma no lado húmido (H) e outra no lado seco (S) (adaptado de Atkinson, 2007)

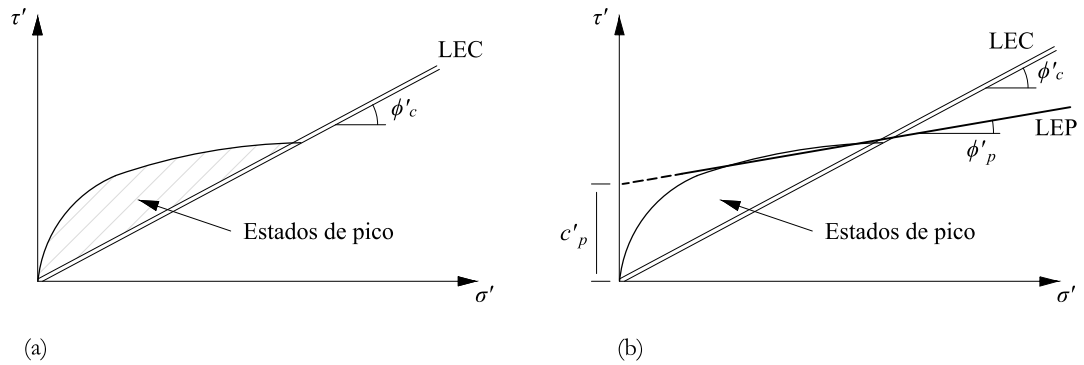
Para cada material, e para a máxima pressão de confinamento a que este esteve sujeito, pode determinar-se uma zona que engloba os estados de pico possíveis (Figura 2.20a). Como se observa na figura, a linha que delimita esta zona é quase retilínea na sua parte da direita. Do lado esquerdo, por sua vez, a linha cai para a origem, porque para tensões normais próximas de zero as tensões tangenciais também têm de ser próximas de zero. Assim, pode-se aproximar esta linha delimitadora por uma linha reta (a traço interrompido para tensões normais baixas por ser uma zona de incerteza), que neste trabalho será designada por linha de estado de pico (LEP<sup>12</sup>). Utilizando os parâmetros do modelo MC, a reta é dada por:

$$\tau = c'_p + \sigma' \operatorname{tg}(\phi'_p) \quad (2.58)$$

em que  $c'_p$  é a ordenada na origem<sup>13</sup> e  $\phi'_p$  a inclinação da LEP.

<sup>12</sup> Não se encontra esta abreviatura na bibliografia. Atkinson (2007), por exemplo, não abrevia, designando a linha por *linha Mohr-Coulomb para resistência de pico*. Mas, em conformidade com a designação da LEC - linha de estado crítico, adota-se a designação e a abreviatura referidas no texto.

<sup>13</sup> Sublinhe-se que  $c'_p$  não é a tensão tangencial que o solo suporta para uma tensão normal nula; é simplesmente um parâmetro necessário para definir a equação Mohr-Coulomb da LEP.



**Figura 2.20: A região dos estados de pico e a “linha Mohr-Coulomb” para os estados de pico (LEP) (adaptado de Atkinson, 2007)**

Para solos que apresentam pico não é fácil decidir se a resistência do solo (a máxima tensão de corte que ele consegue sustentar) deve ser a de pico ou a crítica (Atkinson, 2007). A de pico é maior, logo nesse caso está a considerar-se uma maior resistência do solo, mas deve ter-se em atenção que a resistência de pico é mantida apenas para deformações relativamente pequenas. E mesmo que, no dimensionamento de obras geotécnicas complexas, possa ser considerada a resistência de pico em alguns pontos do maciço, poderá haver outros que são sujeitos a maiores deformações, tendo por isso uma resistência menor - a do estado crítico; nesse caso, considerar a resistência de pico em todo o maciço é não estar do lado da segurança. Sublinhe-se ainda que, sabendo que o solo tem de estar num estado de sobreconsolidação elevado para apresentar uma resistência de pico, este deve estar sempre sob uma pressão de confinamento inferior a um certo valor (Antão, 2009). Neste trabalho é analisada a influência da sobreconsolidação do solo nos impulsos de terras, mas, de acordo com o referido, deve ter-se em atenção que essa influência depende do nível de deformações que se espera ser atingido. Esta chamada de atenção é feita de novo nas conclusões do trabalho (Capítulo 6).

Por fim, refira-se que, como para estados de tensão sobreconsolidados o Cam-Clay envolve a lei de Hooke para elasticidade isotrópica, Brinkgreve (2005) considera que, quando é aplicado ao solo um carregamento deviatório, o modelo prevê um alcance elástico irrealisticamente longo, levando uma resistência de pico irrealisticamente alta (bem acima da LEC). O autor adverte que, nessas situações, tem de haver bastante cuidado, já que o comportamento previsto pelo modelo é bastante mais favorável do que aquele que os solos realmente tendem a apresentar. E conclui que o modelo Cam-Clay não é muito adequado para solos fortemente sobreconsolidados.

### 2.3.3.6 Função de cedência

A função de cedência (ou curva de cedência) define a entrada do material em plasticidade. Para o modelo CCM a função de cedência é definida pela seguinte equação:

$$\frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p'_y) = 0 \quad (2.59)$$

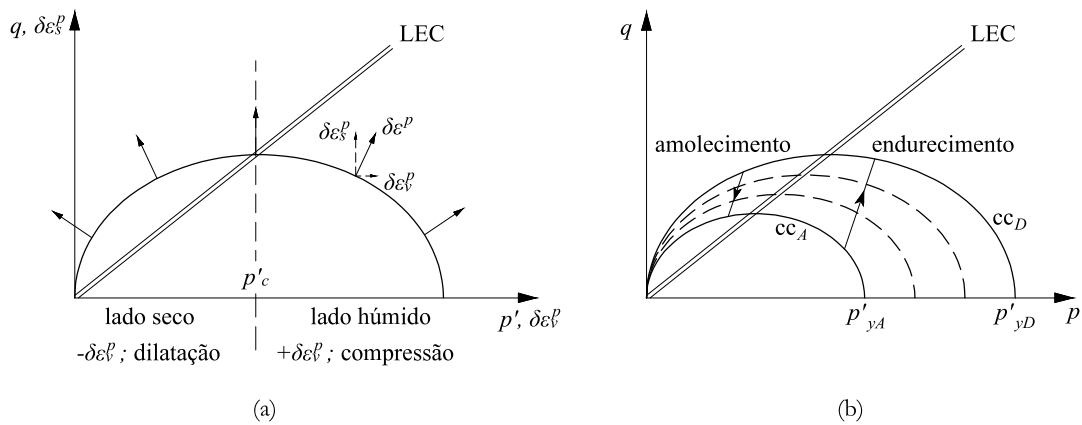
em que  $p'_y$ , relembra-se, é a pressão, da função da cedência, correspondente à LCN, ou seja, a  $q = 0$ . Esta controla o tamanho da curva de cedência, que no plano  $(q, p')$  é uma curva elíptica, como se apresenta na Figura 2.21b. As curvas de cedência são indicadas, neste trabalho, por “cc”. As curvas de cedência são dadas pela interseção das paredes elásticas com a superfície de estado, conceitos que serão definidos adiante.

### 2.3.3.7 Deformações plásticas e endurecimento/amolecimento

No Cam-Clay a plasticidade é associada e toma-se a curva de cedência como potencial plástico. Assim, as deformações plásticas têm direção perpendicular à curva de cedência (Figura 2.21a). A partir deste pressuposto e da equação da curva de cedência pode obter-se a equação dos incrementos das deformações plásticas, dada por:

$$\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_s^p} = M - \frac{q}{p'} \quad (2.60)$$

sendo  $\delta \varepsilon_v^p$  e  $\delta \varepsilon_s^p$  a deformação volumétrica plástica e a deformação distorcional plástica, respetivamente. Pela equação, e como se observa na figura, no lado húmido as deformações volumétricas plásticas são positivas, o que em Mecânica de Solos significa compressão – diminuição do volume do material. Pelo contrário, no lado seco a mesma deformação é negativa, significando dilatação – aumento do volume.



**Figura 2.21: Vetores de deformação plástica (a) e o conceito de amolecimento/endurecimento (b) no modelo CCM (adaptado de Atkinson, 2007).**

Quando a trajetória atinge a curva de cedência e ainda não atingiu o estado crítico, esta continuará, passando as deformações a ter componente plástica. A trajetória passará então de uma curva de cedência para outra, ou, interpretado de outra forma, existirá um aumento ou diminuição do tamanho da função de cedência (isto porque no Cam-Clay não existe plasticidade perfeita). O aumento acontece para o solo no lado húmido (solo fraco ou normalmente consolidado), verificando-se que após ser atingida a curva de cedência a trajetória é ascendente ( $q$  aumenta). É a situação observada no



lado direito da Figura 2.21b e diz-se para este caso que há *endurecimento* do material. Por outro lado, se o solo estiver no lado seco (solo fortemente OC), a trajetória é descendente, diminuindo o tamanho da curva de cedência, como se observa do lado esquerdo da figura. Neste caso existe *amolecimento* do material.

Sobre as deformações volumétricas, refira-se Hammah (2013), que disse que uma grande parte do volume ocupado pela massa de solo consiste em vazios que podem ser preenchidos por fluidos, normalmente ar ou água. Assim, as deformações no solo são acompanhadas por mudanças de volume, por vezes irreversíveis. Uma das vantagens do modelo CCM, segundo o autor, é precisamente a sua capacidade de modelar mudanças de volume mais realisticamente.

Brinkgreve (2005) acrescenta que, dado que as vantagens do modelo CCM estão contidas principalmente na formulação do endurecimento do material, o modelo tem um bom desempenho em problemas que envolvem carregamento, como a construção de aterros ou fundações, e mais adequado para solos moles como argilas fracamente sobreconsolidadas. Em relação ao amolecimento, o autor refere que pode levar a dificuldades numéricas quando implementado em programas de elementos finitos.

### 2.3.3.8 Superfície de estado

Os vários aspetos de comportamento do solo descritos até aqui podem ser representados no espaço tridimensional  $(v, q, p')$ . Nesse espaço, a função de cedência (secção 2.3.3.6) é, nos modelos Cam-Clay, uma superfície conhecida por superfície de estado (Figura 2.22). Esta superfície delimita os pontos admissíveis no modelo. A interseção da superfície com o plano  $q = 0$  define a LCN (apresentada na Figura 2.16 com abcissa em escala logarítmica) e as projeções da LEC nos planos  $q = 0$  e  $v = 0$  são as apresentadas na Figura 2.18.

As trajetórias dentro do espaço delimitado pela superfície de estado são realizadas em regime elástico não linear, ao longo de uma *parede elástica* (Figura 2.23). Esta é uma superfície vertical, que ao interseccionar o plano  $q = 0$  forma uma linha-κ (Equação (2.50)). Em condições drenadas (caso deste trabalho), a trajetória é definida simultaneamente pelas condições impostas pelo carregamento e pelas condições impostas pela parede elástica a que pertence, ficando assim completamente definida a trajetória, no modelo Cam-Clay.

Quando a trajetória atinge a superfície de estado, esta passa a ser definida pela interseção do plano definido pelo carregamento com a superfície de estado. Ou seja, a trajetória nesse caso será feita sobre a superfície de estado, e será realizada em regime elasto-plástico. Termina quando é alcançada a LEC. A forma da superfície de estado permite que, se o solo estiver fortemente consolidado, e depois de atingir a superfície de estado, tenha uma trajetória que forma um pico. Como já foi referido, esse pico não se desenvolve no caso de o solo estar NC ou levemente OC.

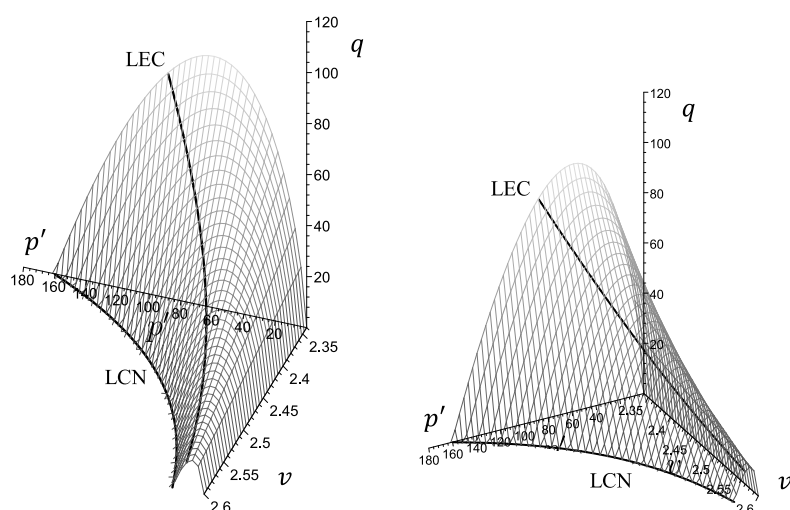


Figura 2.22: Exemplo de superfície de estado do modelo Cam-Clay<sup>14</sup> (duas perspectivas) (Antão, 2009).

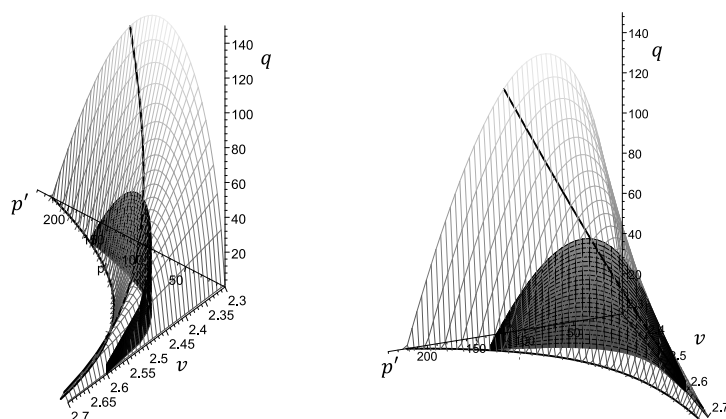


Figura 2.23: Exemplo de uma parede elástica (duas perspectivas) (Antão, 2009).

### 2.3.3.9 Trajetórias de tensão no modelo CCM, em condições drenadas

As trajetórias referidas na secção anterior foram feitas no espaço, ou dentro ou sobre a superfície de estado. De modo a facilitar a análise do comportamento do solo, estas trajetórias podem ser projetadas para 4 diferentes planos, como se apresenta na Figura 2.24 para um exemplo de um solo levemente OC e na Figura 2.25 para um exemplo de um solo fortemente OC. Nestes 4 planos faz-se a relação entre a tensão deviatórica,  $q$ , a tensão efetiva média,  $p'$ , o volume específico,  $v$ , e a deformação por corte,  $\varepsilon_s$ <sup>15</sup>.

Analisando primeiro o caso do solo levemente OC, observa-se, no exemplo (Figura 2.24), que o solo está, no momento inicial, isotropicamente ( $K_0 = 1$ ) normalmente consolidado. Na fase seguinte

<sup>14</sup> A superfície apresentada na figura é do modelo Cam-Clay Original, mas a do modelo Cam-Clay Modificado tem apenas uma forma um pouco diferente, devido à forma elíptica das curvas de cedência.

<sup>15</sup> Wood (1990) utiliza o símbolo  $\varepsilon_q$

o material será descarregado, logo este ponto inicial (Figura 2.24a, ponto A) corresponde a  $p'_y$ , ficando assim definida a curva de cedência  $cc_c$ . A trajetória de descarga faz-se numa parede elástica (veja-se, na Figura 2.24c, a sua projecção: linha- $\kappa$  C). Esta termina num ponto no lado húmido (ponto B), tornando assim o solo levemente OC. A fase seguinte é de corte, feito por compressão triaxial clássica, sendo que a trajetória é realizada na mesma parede elástica mas com desenvolvimento de tensão deviatórica. A fase puramente elástica termina quando a trajetória atinge a superfície de estado (ponto C). No plano  $(q, p')$  este ponto corresponde ao atingimento da curva de cedência C (que é a intersecção da parede elástica com a superfície de estado). Nesse momento a trajetória deixa de ser feita numa parede elástica (veja-se na Figura 2.24c a mudança, no ponto C, da direcção da trajetória), começando a desenvolver-se deformações plásticas. Nesse momento acontece também uma quebra acentuada de rigidez na curva de tensão-deformação  $(q, \epsilon_s)$  (Figura 2.24b). As deformações plásticas continuam enquanto a curva de cedência (Equação (2.59)) aumenta de tamanho (endurecimento do material), terminando quando a trajetória atinge a LEC, no ponto D. Nesse momento a curva de cedência atingiu o tamanho apresentado na Figura 2.24a ( $cc_D$ ) e corresponde à linha- $\kappa$  D da Figura 2.24c. Refira-se, como se tinha apresentado na Figura 2.21b, que como é uma trajetória no lado húmido, as deformações plásticas levam à diminuição do volume do material (contração); tal pode ser confirmado na Figura 2.24d.

Analisando agora a Figura 2.25, verifica-se que o solo está fortemente OC, com a descompressão isotrópica a ser feita do ponto P ao Q, o que leva claramente a trajetória para o lado seco. A fase de corte leva a trajetória até ao ponto R (ponto sobre a curva de cedência do carregamento isotrópico), que como se vê na Figura 2.25a está acima da LEC. Assim, foi atingido um pico, e a partir desse ponto haverá deformações plásticas e a trajetória será descendente (amolecimento do material) até atingir a LEC. Repare-se que, por ser carregamento em condições drenadas, a trajetória no plano  $(q, p')$  tem sempre a mesma direcção, que no caso exemplificado (carregamento triaxial clássico) tem declive igual a 3. Pelo apresentado na Figura 2.21b, as deformações plásticas levam a um aumento de volume do material (dilatação), que pode ser observada entre R e U, na Figura 2.25d. Repare-se, nessa figura, que em U (na LEC) as deformações já são a volume constante. Por fim, sublinhe-se o pico de resistência desenvolvido na Figura 2.25b (explicado na secção 2.3.3.5), pico este que não se observa na trajetória para o caso levemente OC (Figura 2.24b).

A compreensão das trajetórias do modelo Cam-Clay é importante e neste trabalho será frequente fazer uma análise às trajetórias resultantes dos cálculos numéricos realizados.

Outras características do modelo Cam-Clay, como por exemplo as relações completas entre tensão e deformação, estão presentes em Atkinson (2007) ou Wood (1990).

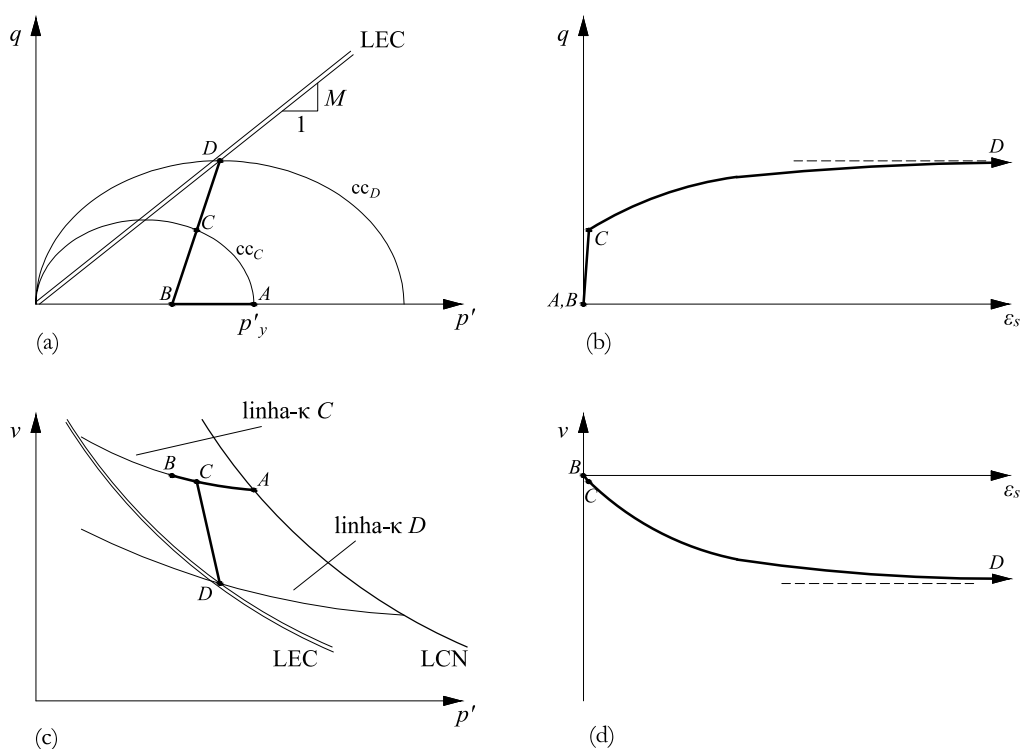


Figura 2.24: Trajetórias no modelo CCM: representação de um ensaio triaxial de compressão num solo levemente OC, em 4 planos habituais (adaptado de Wood, 1990).

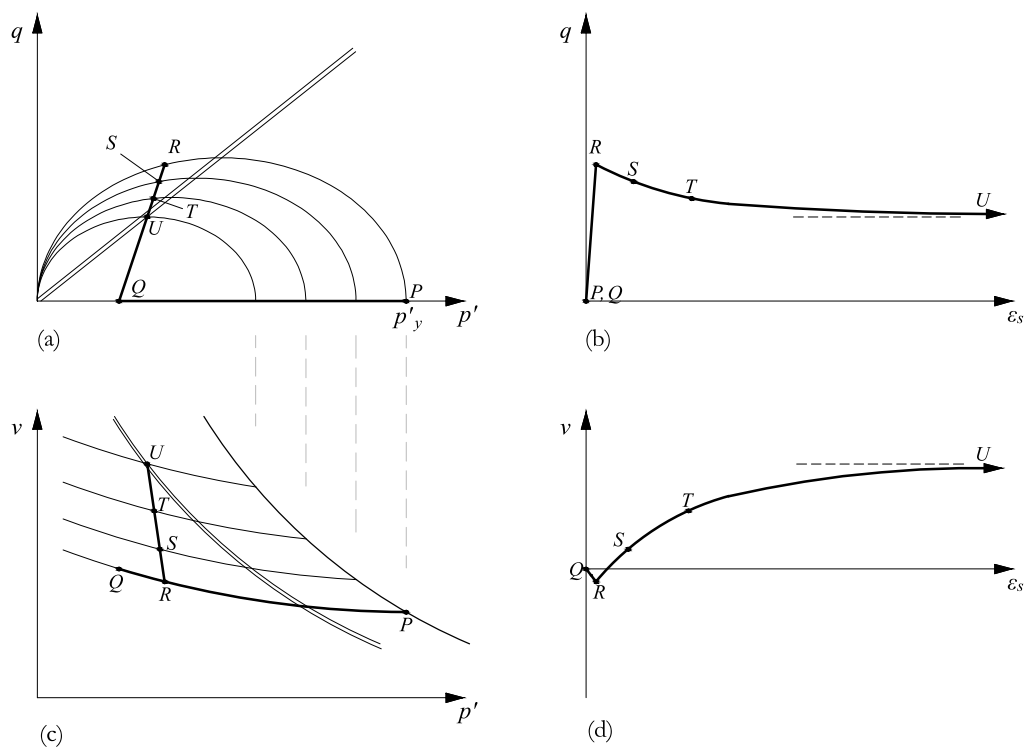


Figura 2.25: Trajetórias no modelo CCM: representação de um ensaio triaxial de compressão num solo fortemente OC, em 4 planos habituais (adaptado de Wood, 1990).

### 2.3.3.10 Utilização do Cam-Clay no dimensionamento de estruturas geotécnicas

Por fim, faz-se uma referência à utilização deste modelo no dimensionamento. Atkinson (2007) considera que, apesar do modelo Cam-Clay contemplar um conjunto completo de equações constitutivas do solo, ainda é necessário fazer muitas análises para que este modelo possa ser usado para o dimensionamento detalhado de estruturas geotécnicas. Este autor exemplifica uma dificuldade, dizendo que as equações são escritas em termos de efeitos de corte e volumétricos, mas para os cálculos estas têm de ser reescritas em termos de tensões e deformações normais e tangenciais em planos horizontais e verticais no solo e possivelmente ainda a três dimensões.

Também é de referir o aviso feito no manual do programa Plaxis (Brinkgreve *et al.*, 2010), na parte dos modelos de materiais: o modelo CCM pode permitir tensões de corte extremamente elevadas e irrealistas, em particular no caso de trajetórias de tensão que intersem a LEC. Nas trajetórias de tensão no lado seco o modelo pode dar um comportamento de amolecimento, e os autores acrescentam que sem a utilização de técnicas especiais de regularização este amolecimento pode levar a problemas de dependência da malha de elementos finitos e problemas de convergência, no caso de procedimentos iterativos. Por estas e por outras razões referidas no manual do Plaxis os seus autores não aconselham a utilização do modelo CCM em aplicações práticas.

Relembra-se que Brinkgreve (2005) refere que o modelo CCM tem um bom desempenho em problemas que envolvem carregamento, como a construção de aterros ou fundações, sendo mais adequado para solos moles como argilas fracamente sobreconsolidadas. Wood (1990) reforça esta ideia, ao referir que o modelo Cam-Clay tem sido usado, em computações de elementos finitos, na previsão do comportamento do solo em estruturas geotécnicas, e que tem-no conseguido com particular sucesso quando se tratam de maciços de solos moles que sofrem carregamentos.

Brinkgreve (2005) acrescenta que comportamentos de amolecimento podem levar a dificuldades numéricas nos programas de elementos finitos. Este autor considera também que o modelo é mais preciso e adequado para descrever o comportamento de deformação do que a rotura do solo.

Espera-se que este trabalho possa contribuir para o avanço no campo da utilização de modelos avançados, neste caso modelos de estados críticos, em programas de cálculo automático.

## 2.4 Programas de cálculo automático utilizados

Os cálculos numéricos são realizados em dois programas computacionais específicos da área da geotecnia: o CRISP e o PLAXIS. As versões utilizadas são o CRISP 2D v.5.3 e o PLAXIS 2D 2012.

O PLAXIS é um programa bastante divulgado e utilizado a nível mundial para dimensionamento de estruturas geotécnicas, mas é também utilizado como ferramenta académica, tendo por isso o autor alguma familiaridade com o programa.

Paralelamente (fazendo o mesmo tipo de cálculos), utiliza-se o CRISP, que é um programa que tem uma grande experiência na utilização do Cam-Clay. Na verdade, CRISP vem de “CRITICAL State soil mechanics Program”. Presentemente, este programa inclui 4 modelos baseados nos estados críticos: *Cam-Clay Original*, *Cam-Clay Modificado*, o modelo *Schofield* e o modelo *Three Surface Kinematic Hardening*, sendo que apenas será utilizado o Cam-Clay Modificado (CCM).

A utilização de dois programas tem como vantagem a comparação de resultados. Até uma fase avançada do trabalho, e para comparação, os cálculos são realizados nos dois programas, mas a partir dessa fase opta-se apenas por um deles (o Crisp) para continuar os cálculos. Em ambos os programas são utilizados os modelos CCM e MC.

A modelação dos cálculos difere, em alguns aspetos, nos dois programas. Destacam-se a malha de elementos finitos e a geração de incrementos de cálculo. No Plaxis, a malha é gerada automaticamente, tendo o utilizador apenas de definir o seu grau de “refinamento” (uma malha mais “refinada”, ou mais “fina”, tem mais – e, consequentemente, menores – elementos finitos e proporcionará, em casos mais complexos, resultados mais precisos; por outro lado tornará o cálculo mais demorado). No Crisp, por sua vez, é o utilizador que define completamente a geometria da malha. Refira-se também que na versão utilizada do Crisp há um limite de 150 elementos e 200 nós para a definição da malha, o que, para os modelos mais complexos realizados, como os de um maciço suportado por um muro de suporte, com a presença de uma junta solo-muro (caso presente no Capítulo 5), implica algum cuidado na construção de uma malha adequada.

Em relação aos incrementos de cálculos, no Plaxis estes são definidos automaticamente pelo programa, consoante o tipo de cálculos a realizar. No Crisp é o utilizador que define em quantos incrementos se divide cada fase do cálculo numérico, devendo ter cuidado com este aspeto. Refira-se que um maior número de incrementos leva a um aumento do tempo de cálculo, mas produz resultados mais precisos. Logo, um equilíbrio entre incrementos suficientes e tempo de cálculo razoável deve ser encontrado.

São realizados cálculos em estado triaxial (modelo em axissimetria) e em estado plano de deformação (tensões em 3 direções). No Crisp, os cálculos em estado triaxial são feitos utilizando elementos finitos triangulares, de deformação linear, com 6 nós (e 7 pontos de integração). Nos cálculos em estado plano de deformação os elementos utilizados são quadriláteros com 8 nós (e 9 pontos de integração). No Plaxis são utilizados, para todos os cálculos, elementos triangulares de deformação cúbica, com 15 nós (e 16 pontos de integração). As malhas de elementos finitos utilizadas nos cálculos são apresentadas no início dos capítulos respetivos. Em ambos os tipos de análise, o método para atingir as pressões ativas é a aplicação de um deslocamento no solo para “fora” deste, permitindo-lhe que descomprima (veja-se a Figura 1.1). Em alguns casos inclui-se uma estrutura de suporte de terras, onde é aplicado o deslocamento. Os cálculos são realizados numa interface 2D (2 dimensões).

Sobre a utilização dos programas de cálculo numérico, considera-se relevante fazer uma chamada de atenção, que se teve em conta na elaboração deste trabalho. Estes programas têm inúmeras vantagens, como a celeridade ou a facilidade de dimensionamento de estruturas complexas. Mas, por

outro lado, a sua utilização tem de ser feita com cautela e conhecimento. Não se deve esquecer que a simulação da realidade que é feita nestes programas permanece uma aproximação, o que envolve implicitamente alguns erros numéricos e de modelação inevitáveis. Além disso, a qualidade dos resultados depende muito do utilizador: na capacidade e na experiência na modelação desse tipo de problemas, na compreensão dos modelos de solo utilizados e nas suas limitações, na seleção dos parâmetros do modelo adequados e na capacidade de avaliar a fiabilidade dos resultados computacionais (Brinkgreve *et al.*, 2010).





## Capítulo 3

# Pressões ativas em estado triaxial com peso nulo

### 3.1 Introdução

A primeira fase da análise numérica é de um caso relativamente simples: a análise em estado triaxial (ou seja, em axissimetria). Este estado de tensão, representado na Figura 3.1, define-se pela existência de um eixo de simetria, à volta do qual (na direção perpendicular ao eixo) as tensões são uniformes e designam-se por tensões radiais ( $\sigma_r$ ), e, na direção paralela ao eixo de simetria, as tensões, também uniformes, designam-se por tensões axiais ( $\sigma_{ax}$ )<sup>16</sup>. Consequentemente, as deformações são também uniformes em cada uma das direções radial e axial.

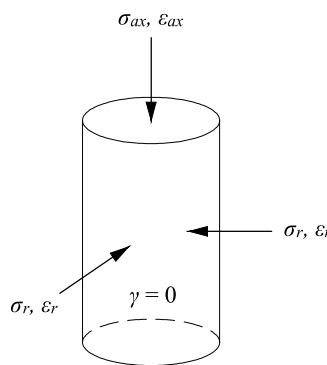


Figura 3.1: Cálculo em estado triaxial

Com a análise em estado triaxial pretende-se obter as pressões ativas para um caso simples, passando nos capítulos seguintes para casos de maior complexidade. O método utilizado para obter as

---

<sup>16</sup> Na bibliografia é comum ver as pressões axiais representadas por  $\sigma_a$ , mas no presente trabalho utiliza-se essa representação para as pressões ativas; por isso, representam-se as pressões axiais por  $\sigma_{ax}$ .

pressões ativas é a aplicação de um deslocamento radial nessa fronteira do modelo, analisando-se a evolução da pressão radial com a deformação radial, até que a pressão estabilize num valor, considerando-se que foi atingida a pressão ativa. São feitos cálculos com os dois modelos de comportamento usados neste trabalho – o modelo Mohr-Coulomb (MC) e o modelo Cam-Clay Modificado (CCM).

Considera-se que os solos que serão utilizados nas análises são regidos pela lei do CCM. Para modelar o comportamento desses solos usando o modelo MC, serão determinados os parâmetros deste modelo que melhor aproximam o comportamento do solo “ideal”. Determinam-se as pressões ativas para solo normalmente consolidado (NC) e sobreconsolidado (OC).

Tal como é comum fazer na modelação numérica de ensaios triaxiais, nos cálculos em estado triaxial deste capítulo não se considera o efeito do peso do solo, ou seja, considera-se  $\gamma = 0$ . Deste modo, as tensões desenvolvidas no solo devem-se apenas às cargas aplicadas.

Assim, depois desta introdução, escolhe-se o solo a utilizar nos cálculos numéricos (secção 3.2). De seguida fazem-se alguns cálculos exploratórios para verificar o funcionamento do modelo numérico e dos programas de cálculo automático utilizados (secção 3.3). Posteriormente definem-se os estados de tensão iniciais a utilizar nos cálculos em estado triaxial (secção 3.4). A seguir, passa-se à realização dos cálculos em estado triaxial com o modelo CCM, mobilizando-se as pressões ativas; a partir dos resultados destes cálculos determinam-se os parâmetros do modelo MC (secção 3.5). Por fim, realizam-se os cálculos em estado triaxial com o modelo MC e comparam-se as pressões ativas obtidas pelos modelos CCM e MC (secção 3.6).

No presente trabalho os cálculos são feitos considerando que o solo está seco. Logo, as tensões efetivas são iguais às totais. Assim, daqui em diante, por facilidade, as tensões são apresentadas em termos totais ( $\sigma$ ,  $p$ ,  $s$ , etc).

## 3.2 Solo escolhido para os cálculos numéricos

Escolhe-se, para utilizar nas análises numéricas, um solo analisado experimentalmente por Nader (1993). Nader, referido por Mendonça (2005), analisou, por meio de ensaios triaxiais drenados, um solo constituído por 27% de areia, 63% de silte e 10% de argila, tendo um limite de liquidez de 47% e um índice de plasticidade de 18%. Nestes ensaios triaxiais drenados, os provetes, todos do mesmo tipo de solo, foram submetidos a diferentes trajetórias de tensão, com diferentes ciclos de carga-descarga, provocando diferentes graus de sobreconsolidação. Nader (1993) utilizou os parâmetros obtidos, por meio de ensaios triaxiais e outros ensaios complementares de caracterização do solo, em análises numéricas, com trajetórias de tensão iguais às que tinha aplicado experimentalmente, obtendo resultados semelhantes aos experimentais. Os parâmetros do solo de Nader, apresentados na Tabela 3.1, serão os parâmetros utilizados neste trabalho para o solo modelado pelo CCM (a resistência apresenta-se como  $M_{CT}$  porque é o valor utilizado nas análises em compressão triaxial; o assunto do valor de  $M$  a utilizar conforme o tipo de análise será abordado na secção 3.4.2).

Apresenta-se também o ângulo de resistência ao corte a utilizar nos cálculos com solo NC, modelado pelo MC, obtido a partir de  $M$ , utilizando a seguinte expressão:

$$\sin \phi' = \frac{3M_{CT}}{6 + M_{CT}} \Leftrightarrow \sin \phi' = \frac{3 \times 1,46}{6 + 1,46} \Leftrightarrow \phi' = 36^\circ \quad (3.1)$$

**Tabela 3.1: Parâmetros a utilizar nos cálculos em estado triaxial com o modelo Cam-Clay Modificado (CCM), a partir do solo analisado por Nader (1993). Definição do parâmetro de resistência do modelo Mohr-Coulomb (MC),  $\phi'$ , obtido a partir do valor de  $M$ .**

MODELO	PARÂMETROS DO SOLO	
CCM	$\kappa$	0,018
	$\lambda$	0,07
	$N$	2,316
	$\Gamma$	2,28
	$M_{CT}$	1,46
	$G$ (kPa)	16700
	$\nu$	0,3
MC	$\phi'$	36°
	$c'$ (kPa)	0

Mendonça (2005) converteu os parâmetros do modelo CCM do solo de Nader (1993) em parâmetros do modelo MC, para utilizar em cálculos numéricos. Mendonça obteve  $E = 8889 \text{ kPa}$  e  $\nu = 0,3$ . Estes valores de rigidez não serão utilizados neste trabalho nos cálculos com solo modelado pelo MC, sendo apenas utilizados para comparação, pois é possível definir valores mais adequados à análise realizada: ao contrário do autor, que obteve um módulo de deformabilidade único, utiliza-se neste trabalho, aproveitando essa opção dos programas de cálculo utilizados, um módulo de deformabilidade variando em profundidade. Como se sabe, a rigidez do solo modelado pelo CCM depende do tipo de carregamento imposto. Assim, consegue-se também uma rigidez mais adequada porque esta é determinada ao aplicar corte pela diminuição da tensão radial (método usado para determinar as pressões ativas), ao contrário de Mendonça, que o fez por compressão axial (triaxial clássico). Acrescenta-se também que, ao contrário de Mendonça, se utilizam parâmetros MC diferentes para as análises com solo normalmente consolidado e solo sobreconsolidado. Estes parâmetros do modelo MC serão determinados na secção 3.5.

### 3.3 Análises exploratórias, em estado triaxial, para verificar o funcionamento do modelo e dos programas

Para testar o modelo e o método de cálculo numérico que serão utilizados, em ambos os programas, são feitas análises numéricas em estado triaxial, com o solo de Nader (parâmetros do modelo CCM da Tabela 3.1) e com  $\gamma = 0$ . Realizam-se 4 cálculos: um com solo normalmente consolidado (NC) e os outros 3 com solo com diferentes graus de sobreconsolidação. Os cálculos realizam-se em 2 fases: uma de carga e descarga isotrópica e outra de corte.

Na primeira fase, partindo de um estado de tensão isotrópico  $p_0$ , carrega-se o solo isotropicamente para um certo valor de tensão  $p_{p-c}$  (estado de tensão de pré-consolidação); este valor de tensão é igual nos 4 cálculos; para o cálculo com solo NC esta fase termina aqui. Para os cálculos com solo OC, descarrega-se isotropicamente o solo até serem atingidos diferentes tensões  $p_i$  (estado de tensão com que se iniciará a fase de corte), como apresentado na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2: Pressões de consolidação nas análises exploratórias em estado triaxial.**

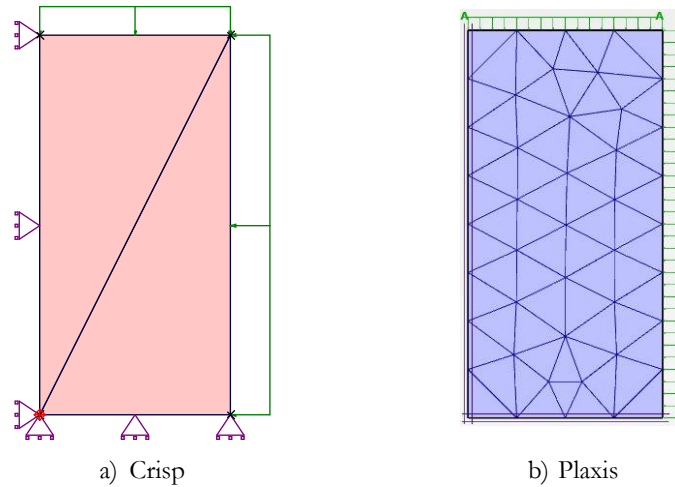
OCR	$p_0$ (kPa)	$p_{p-c}$ (kPa)	$p_i$ (kPa)
1	54	108	108
1,5	54	108	72
2	54	108	54
4	54	108	27

A fase de corte é realizada diminuindo a tensão radial e mantendo a tensão axial. Assim, as tensões deviatória e média, na fase de corte, variam da seguinte forma:

$$\begin{cases} q = \sigma_{ax} - \sigma_r \\ p = \frac{\sigma_{ax} + 2\sigma_r}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Delta q = -\Delta\sigma_r \\ \Delta p = \frac{2}{3}\Delta\sigma_r \end{cases} \quad (3.2)$$

Logo, as trajetórias de corte no plano  $(q, p)$  têm a seguinte inclinação:

$$\frac{\Delta q}{\Delta p} = -\frac{3}{2} \quad (3.3)$$



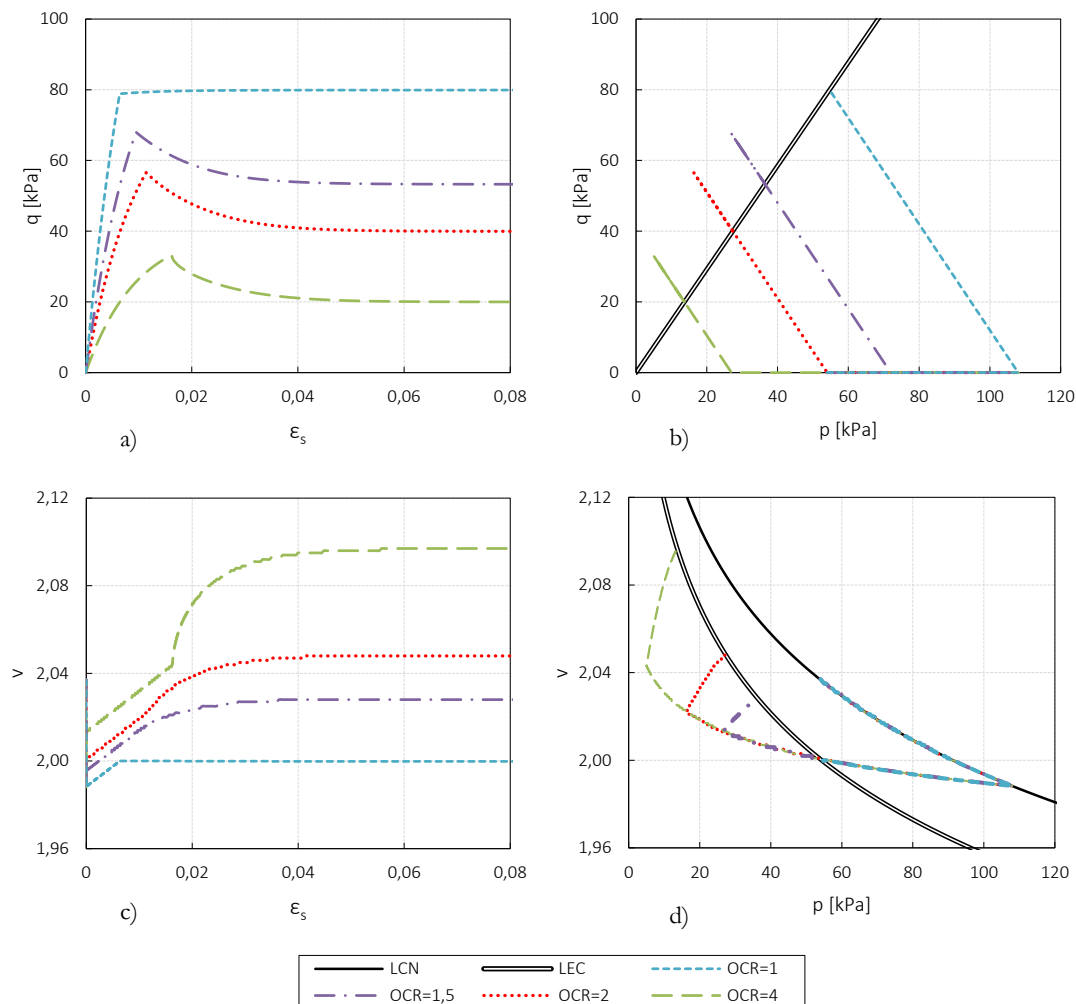
**Figura 3.2: Malhas dos modelos de elementos finitos utilizados nos cálculos em estado triaxial.**

Na Figura 3.2 apresentam-se os modelos triaxiais utilizados nos programas de cálculo automático, que são iguais exceto na malha de elementos finitos. Em ambos os programas o modelo numérico é em axissimetria, em que o eixo é a fronteira esquerda das figuras apresentadas, e tem 1 metro de altura e 0,5 metros de raio. Os apoios são móveis. No Crisp é criada uma malha constituída por 2 elementos finitos triangulares, ao passo que no Plaxis a malha é gerada automaticamente. A tensão aplicada na margem superior corresponde à tensão axial ( $\sigma_{ax}$ ) e a aplicada na margem direita é a tensão radial ( $\sigma_r$ ).

Os resultados da análise são apresentados na Figura 3.3, nos quatro planos já explanados na secção 2.3.3.9. Por serem consolidados para a mesma tensão isotrópica, todas as trajetórias iniciam a descarga na mesma parede elástica. Assim, e até que seja atingida a superfície de cedência, as suas trajetórias na fase de descarga e de corte têm trajetórias coincidentes, no plano ( $v$ ,  $p$ ) (Figura 3.3d). Verifica-se também que todos os solos OC, mesmo aquele que está fracamente OC (OCR=1,5), atingem um estado de pico. Para perceber a razão, inclui-se no plano ( $q$ ,  $p$ ), na Figura 3.4, as curvas de cedência. Verifica-se que, devido ao tipo de corte aplicado, em que há diminuição de  $\sigma_3$ , as trajetórias de tensão neste plano (em que se confirma que a sua inclinação é a obtida na Equação (3.3)) levam a que, para os cálculos com solo OC e seja qual for o grau de sobreconsolidação, a curva de cedência correspondente à tensão média máxima a que os solos tinham estado sujeitos – tensão média de pré-consolidação - ( $cc_{p-c}$ ) seja atingida para um valor de  $q$  superior ao da intersecção da trajetória com a LEC, formando-se assim um pico. Nesta figura pode também observar-se melhor a região de estados de pico, anteriormente referida na secção 2.3.3.5.

As trajetórias observadas são do solo de Nader modelado pelo CCM (cujos parâmetros estão na Tabela 3.1). Analisando estas trajetórias podem determinar-se os parâmetros do solo (as equações definidoras do modelo, que incluem estes parâmetros, estão referidas na Secção 2.3.3). Assim, determina-se, no plano ( $q$ ,  $p$ ), a inclinação da LEC, que passa pelos pontos onde terminam as trajetórias, como se observa na Figura 3.4 (apresentam-se também as curvas de cedência finais de cada trajetórias,

que correspondem à chegada à LEC: curvas de cedência críticas,  $cc_c$ ). Repare-se que, para a trajetória da análise com  $OCR=1$  (solo NC), o ponto de chegada à LEC coincide praticamente com o ponto de entrada em plasticidade; tal deve-se ao valor de  $M$  escolhido, sendo que isto não aconteceria para outros valores de  $M$ .



**Figura 3.3:** Comportamento do solo modelado pelo CCM, utilizando os parâmetros de Nader, em cálculos numéricos triaxiais de decompressão; comparação das trajetórias de 4 cálculos com diferentes graus de sobreconsolidação do solo.

No plano  $(v, \ln p)$  (Figura 3.5) pode definir-se a LCN, sobrepondo-a às trajetórias na fase de aplicação de carregamento isotrópico, e assim determinar os parâmetros que a definem. Também a LEC neste plano pode ser definida, passando-a pelos pontos em que terminam as trajetórias, obtendo assim os seus parâmetros, que correspondem à sua inclinação e ordenada na origem. Por fim, determina-se, na mesma figura, a inclinação das linhas- $\kappa$ .

Comparando os parâmetros obtidos com os de Nader, inseridos nas definições do modelo CCM nos programas utilizados (Tabela 3.1), verifica-se que são coincidentes. Considera-se assim que

o comportamento do solo está correto e valida-se a forma como se modelaram os cálculos com os programas automáticos.

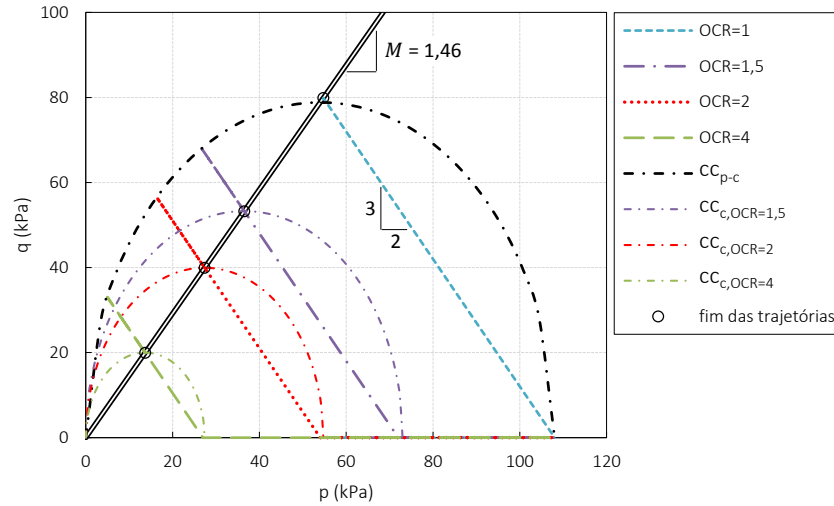


Figura 3.4: Curvas de cedência em evidência nas trajetórias de tensão com o solo de Nader, modelado pelo CCM; confirmação do valor de  $M$  introduzido nos programas e da inclinação das trajetórias na fase de corte.

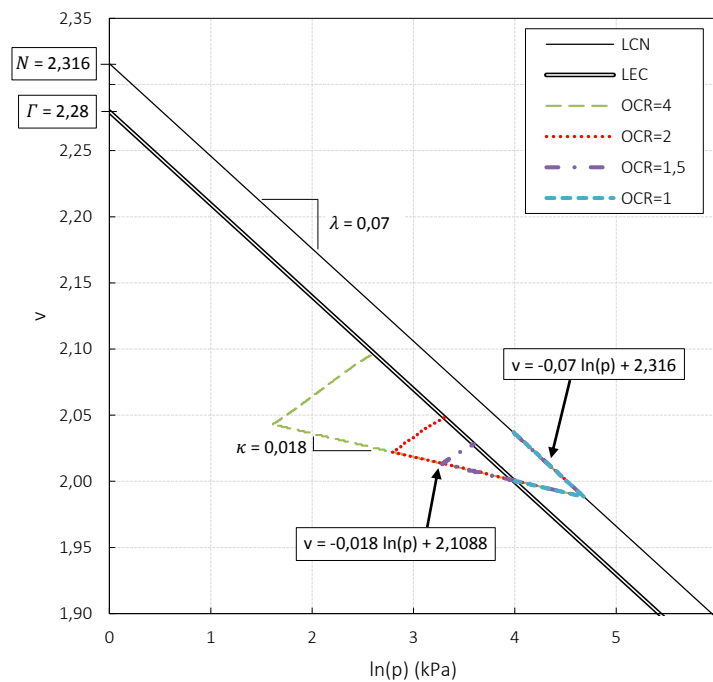


Figura 3.5: Trajetórias com o solo de Nader, modelado pelo CCM, no plano  $(v, \ln(p))$ ; confirmação dos parâmetros introduzidos nos programas.

### 3.4 Definição dos estados de tensão iniciais a utilizar nos cálculos em estado triaxial, para determinação das pressões ativas

#### 3.4.1 Introdução

Os cálculos, em estado triaxial, de determinação das pressões ativas, são feitos para solo normalmente consolidado (NC) e sobreconsolidado (OC). Para definir um solo sobreconsolidado modela-se, em estado plano de deformação (EPD), um maciço de terras onde se aplica e posteriormente remove uma sobrecarga (Figura 3.6). Estuda-se o estado de tensão em 4 pontos - A, B, C e D - a diferentes profundidades, nas várias fases da análise. Na secção 3.5, esses 4 estados de tensão serão aplicados, numa fase inicial (antes da aplicação do deslocamento que leva à mobilização das pressões ativas) em 4 cálculos em estado triaxial com solo modelado pelo CCM. Os estados de tensão iniciais para os 4 cálculos com solo NC são também definidos na presente secção.

Para modelar o maciço de terras em EPD esquematizado na Figura 3.6 é necessário definir o valor de  $M$  para cálculos em EPD, que como se perceberá difere do valor a utilizar nas análises em estado triaxial.

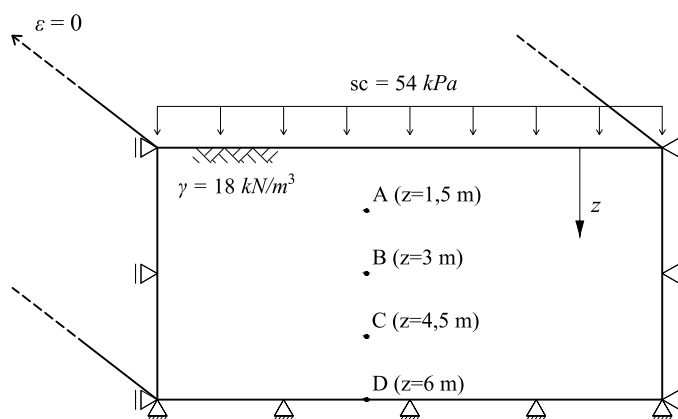


Figura 3.6: Modelação do problema da sobreconsolidação: aplicação e remoção de uma sobrecarga à superfície de um maciço de terras modelado em EPD. Localização dos 4 pontos de referência a diferentes profundidades (cargas e apoios apresentados apenas no plano, para simplificar).

#### 3.4.2 O parâmetro $M$ em estado triaxial e em EPD

O modelo Cam-Clay foi formulado para descrever o comportamento de solos em ensaios triaxiais. Por isso, a descrição deste modelo na bibliografia é normalmente feita em estado triaxial (veja-



se por exemplo Atkinson (2007)). É por isso mais comum que as expressões que relacionam os parâmetros de resistência dos modelos MC e CCM, respetivamente  $\phi'$  e  $M$ , encontradas na bibliografia, sejam para o estado triaxial.

Em estado triaxial há igualdade entre duas das tensões principais, referentes à direção radial (no caso de compressão triaxial<sup>17</sup> tem-se:  $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r$  e  $\sigma_1 = \sigma_{ax}$ ). Assim, as Equações (2.46) e (2.47) ficam:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_{ax} + 2\sigma_r}{3} \quad (3.4)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{ax} - \sigma_r \quad (3.5)$$

sendo  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  as pressões principais máxima e mínima e  $\sigma_{ax}$  e  $\sigma_r$  as pressões axial e radial. Sabendo que, para o caso puramente atrítico:

$$\text{sen } \phi' = \frac{(\sigma_{ax} - \sigma_r)/2}{(\sigma_{ax} + \sigma_r)/2} \quad (3.6)$$

obtêm-se facilmente as relações entre  $M$  e  $\phi'$ , para o estado de compressão triaxial<sup>18</sup>:

$$M_{CT} = \frac{6 \text{ sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad (3.7)$$

$$\phi' = \arcsen \frac{3M_{CT}}{6 + M_{CT}} \quad (3.8)$$

No presente trabalho, porém, além de cálculos em estado triaxial (em axissimetria), são feitos cálculos em estado plano de deformação (EPD). A questão do valor do parâmetro  $M$  a utilizar em cálculos numéricos em EPD foi analisada por Potts & Ganendra (1991).

A questão está no campo de tensões definidor da resistência dos modelos de comportamento: no MC a resistência depende apenas das tensões máxima e mínima,  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (Equação (3.6)), ao passo que no CCM a resistência do solo é determinada tendo em conta um campo de tensões tridimensional (vejam-se as Equações (2.46) e (2.47)). Ou seja, o desenvolvimento de uma tensão intermédia ( $\sigma_2 \neq \sigma_1 \neq \sigma_3$ ), como acontece em EPD, faz com que  $q$  e  $p$  não dependam apenas de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (como acontece no caso triaxial: Equações (3.4) e (3.5)). Sendo assim, apenas no caso triaxial referido, em que  $\sigma_2 = \sigma_3$ , se pode relacionar  $M$  e  $\phi'$  pelas Equações (3.7) e (3.8).

<sup>17</sup> No ensaio triaxial a fase de corte pode ser realizada de 4 formas diferentes, dependendo se é feita por *compressão* ou *extensão*, e por *carga* ou *descarga*, resultando em trajetórias de tensão diferentes. No ensaio de compressão triaxial clássico, caso para o qual se referem as equações apresentadas, a fase de corte é realizada pela aumento da tensão axial, deixando constante a radial. Assim, tem-se  $\sigma_a > \sigma_r$ , sendo que a tensão axial é a tensão principal máxima e a radial é a tensão principal mínima.

<sup>18</sup> Estas expressões, que relaciona  $M$  e  $\phi'$ , são diferentes para outros tipos de ensaios triaxiais, como o ensaio de extensão triaxial.

O valor de  $M$  depende das trajetórias de tensão e Potts & Ganendra (1991) apresentam a seguinte expressão que relaciona  $\phi'$  e  $M$ :

$$\phi' = \arcsen \frac{\frac{M}{\sqrt{3}} \cos \theta}{1 - \frac{M}{3} \sin \theta} \quad (3.9)$$

onde  $\theta$  é um parâmetro designado por *ângulo de Lode*:

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left( \frac{2b - 1}{\sqrt{3}} \right) \quad (3.10)$$

sendo  $b$  dado por:

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (3.11)$$

Para compressão triaxial tem-se  $\sigma_2 = \sigma_3$ , resultando  $\theta = -30^\circ$  e a Equação (3.9) transforma-se na Equação (3.8). Potts & Gens (1984) referem que, por o modelo CCM assumir plasticidade associada, em EPD tem-se  $\theta = 0$ ; daí resulta:

$$M_{EPD} = \sqrt{3} \sin \phi' \quad (3.12)$$

Esta expressão também é referida por Brinkgreve (2005), acrescentando que se considera dilatância nula (a plasticidade associada leva a que, no estado crítico, as deformações volumétricas sejam nulas; ou seja, nesse estado a dilatância é nula).

Utilizar, numa análise em EPD, um solo com um  $M$  calculado a partir de  $\phi'$  pela Equação (3.7) (do caso triaxial) é incorreto, pois resulta numa sobrevalorização da resistência do solo. Para o mostrar, parte-se de alguns valores de  $\phi'$  exemplificativos (designados por “de base”) e calculam-se os valores de  $M$  a partir de  $\phi'$ , pelas duas equações apresentadas: Eq (3.12) para cálculo de  $M_{EPD}$  e Eq. (3.7) para cálculo de  $M_{CT}$ . Estes valores calculados comparam-se na Tabela 3.3. Constata-se que a discrepância nos valores de  $M$  obtidos é grande, sendo que a utilização (incorreta) da Eq. (3.7) numa análise em EPD sobrevalorizou a resistência do solo. Percebe-se o quão sobrevalorizada a resistência do solo foi se verificarmos a resistência que este tem dada pelo parâmetro mais típico, o  $\phi'$ , utilizando a Equação (3.12) (última linha da Tabela 3.3); comparando estes valores de  $\phi'$  com a resistência que de facto o solo tem (primeira linha da tabela) confirma-se a grande sobrevalorização do solo se a expressão utilizada para cálculo do  $M$  não for a correta. Esta diferença é tanto maior quanto maior a resistência “base” do solo.

Concluindo, o valor do parâmetro  $M$  inserido nos programas CRISP e PLAXIS tem de ter em conta se o cálculo é feito em axissimetria ou em EPD; no caso de ser em EPD, o  $M$  deve ser calculado pela Eq (3.12) e não pela Eq. (3.7).

Por fim, e a partir das Equações (3.7) e (3.12), os valores de inclinação da LEC para estado de compressão triaxial e EPD podem relacionar-se pela seguinte expressão:

$$M_{EPD} = \frac{3\sqrt{3} M_{CT}}{6 + M_{CT}} \quad (3.13)$$

**Tabela 3.3:** Comparação da discrepância nos valores de  $M$  calculados, a partir  $\phi'$  (alguns exemplos), pelas duas expressões apresentadas. Apresentação, para percepção da “real” resistência do solo, do  $\phi'$  que um solo terá se for assumido para resistência deste, numa análise em EPD, o valor de  $M_{CT}$ .

$\phi'$ de base (exemplos)	20°	25°	30°	35°	40°
$M_{EPD}$ (Eq. (3.12))	0,59	0,73	0,87	0,99	1,11
$M_{CT}$ (Eq. (3.7))	0,77	0,98	1,20	1,42	1,64
$\phi'$ do solo se, incorretamente, for utilizada a Eq. (3.12) (de cálculo de $M_{CT}$ )	26°	35°	44°	55°	71°

### 3.4.3 Sobrecarga aplicada no modelo em EPD

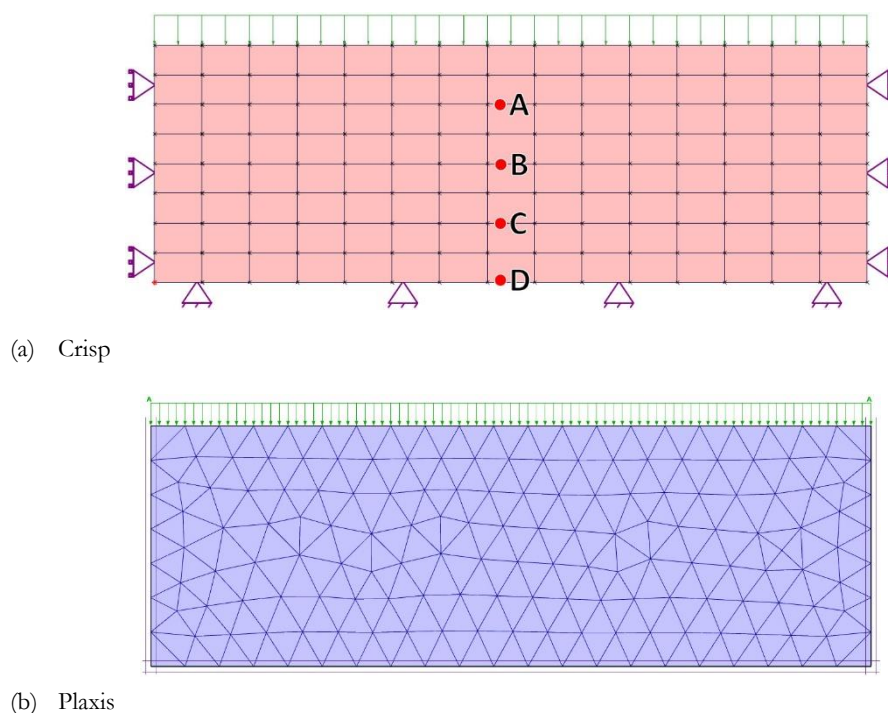
Para analisar o problema da sobreconsolidação do solo aplica-se, e posteriormente remove-se, uma sobrecarga à superfície de um maciço de solo, modelado pelo CCM (este mesmo processo de sobreconsolidação aplicado num solo modelado pelo MC não alteraria as características do solo). A análise é feita em EPD, sendo o modelo utilizado apresentado na Figura 3.7.

Os parâmetros do solo são os da Tabela 3.1, exceto para  $M$ ; por a análise ser em deformação plana, tem-se, a partir da Equação (3.12):

$$M_{EPD} = \sqrt{3} \tan \phi' = \sqrt{3} \tan 36^\circ = 1,02 \quad (3.14)$$

Considera-se, para peso volúmico do solo,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , e o valor da sobrecarga aplicada,  $sc$ , é definido de forma a que o ponto a meia altura do maciço ( $z = 3 \text{ m}$ ) fique com um  $OCR_{edo} = 2$ . Como a sobrecarga é aplicada e removida totalmente, a tensão vertical após remoção da sobrecarga (tensão vertical inicial:  $\sigma_{vi}$ ) fica igual à tensão vertical que existia antes da aplicação da sobrecarga (tensão vertical *in situ*:  $\sigma_{v0}$ ):  $\sigma_{v0} = \sigma_{vi}$ . Logo, a partir da Equação (2.55), a sobrecarga que se deve aplicar fica:

$$OCR_{edo} = \frac{\sigma_{v,p-c}}{\sigma_{vi}} \Leftrightarrow 2 = \frac{\sigma_{v0,z=3} + sc}{\sigma_{vi,z=3}} \Leftrightarrow sc = \sigma_{v0,z=3} = 18 \times 3 = 54 \text{ kPa} \quad (3.15)$$



**Figura 3.7:** Malhas dos modelos de elementos finitos, em EPD, utilizados na modelação do problema da sobreconsolidação: maciço de terras onde é aplicada e retirada uma sobrecarga à superfície, para sobreconsolidar o solo. Localização dos pontos de referência, a  $z = 1,5 \text{ m}; 3,0 \text{ m}; 4,5 \text{ m}; 6,0 \text{ m}$ .

### 3.4.4 Estado de tensão inicial do solo no modelo em EPD

Para qualquer cálculo é necessário definir o estado de tensão inicial. Sendo uma análise em deformação plana, designa-se o estado de tensão inicial por axissimétrico (Matos Fernandes, 2006). Nesse caso, as tensões horizontais iniciais são iguais, qualquer que seja a direção analisada. Ao contrário das tensões verticais de repouso ( $\sigma_{v0} = \gamma z$ ), as horizontais não resultam apenas de considerações gravíticas e não existem métodos teóricos para a sua determinação. O *coeficiente de impulso em repouso*, considerado um dos parâmetros de mais difícil obtenção na caracterização de um solo *in situ*, relaciona a tensão efetiva horizontal de repouso com a tensão efetiva vertical de repouso e é dado por:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.16)$$

O  $K_0$  depende essencialmente da história geológica do maciço. Ou seja, depende bastante do grau de sobreconsolidação do solo, OCR. Sabe-se que  $K_0$  tende a crescer com o OCR, indo de valores próximos de 0,5 num maciço NC (em que o  $K_0$  é, em princípio, constante em todo o maciço), até valores que podem ser superiores a 3 para solos fortemente sobreconsolidados (Matos Fernandes, 2006). Esta relação entre estes parâmetros poderá ser confirmada pelos resultados que serão apresentados na Tabela 3.4. No modelo CCM, em que o comportamento do solo depende do OCR do mesmo, tem-se em conta esta relação e, desta forma, o valor de coeficiente de impulso em repouso a utilizar nas

análises do caso sobreconsolidado ( $K_0^{OC}$ ), com o solo modelado pelo MC, pode ser obtido pelas análises com o modelo CCM. Sabendo que em maciços normalmente consolidados o coeficiente de impulso em repouso é em regra não muito distante de 0,5, considera-se, para os cálculos com solo NC,  $K_0^{NC} = 0,56$ .

Ainda sobre o estado de tensão inicial, refira-se que no programa Crisp é necessário ao utilizador especificar o valor de  $p_y$ , a tensão média na interseção da linha- $\kappa$ , em que o solo está, com a LCN (no Crisp o símbolo utilizado é  $p_c$ ), para definir a curva de cedência inicial, que define a entrada em cedência (no Plaxis não é necessário introduzir este parâmetro). Para calcular esse valor utiliza-se, obtida a partir da Equação (2.59), a seguinte expressão<sup>19</sup>:

$$p_y = \frac{\left(\frac{q}{M}\right)^2}{p} + p \quad (3.17)$$

em que  $(q, p)$  é o estado de tensão a que o solo está ou já esteve sujeito que define a curva de cedência, ou seja, que conduz ao maior valor de  $p_y$  que o solo já atingiu. Como inicialmente o solo está normalmente consolidado, o estado de tensão que define  $p_y$ , no início do cálculo, é  $(q_0, p_0)$  (estado de tensão *in situ*).

### 3.4.5 Estudo do estado de tensão em 4 pontos

As tensões no solo alteram-se ao longo do processo de aplicação e remoção da sobrecarga. Para ter em conta a variação das características do solo com a profundidade, são escolhidos 4 pontos a diferentes profundidades (definidos na Figura 3.6) e registam-se as tensões nas diferentes fases do processo. Estas constam da Tabela 3.4. Apresentam-se também os valores teóricos na fase de aplicação da sobrecarga, dados por:  $\sigma_v = \gamma z + 54 \text{ kPa}$ .

Constata-se que as tensões no processo de sobreconsolidação dão valores semelhantes em ambos os programas. Analisando a evolução das tensões, facilmente se encontra coerência nos seguintes aspetos (nos dois casos o desvio padrão é muito pequeno):

- na fase de carregamento o coeficiente de impulso em repouso tem uma variação (aumento) constante em profundidade; portanto, tal como no estado *in situ*, o  $K_0$  é, no final do carregamento, constante em profundidade;

<sup>19</sup> O valor de  $p_y$  pode também ser calculado pelo programa, recorrendo o utilizador a uma funcionalidade: o *conversor de tensões "in situ"*. Supostamente os métodos levariam ao mesmo valor de  $p_y$ , mas, mesmo tentando várias opções no conversor do Crisp, tal não foi possível. Fazem-se análises (em estado triaxial e em EPD) com os valores obtidos pelo conversor e verifica-se, analisando as trajetórias de tensões  $(q, p)$ , que estes valores criam curvas de cedências incorretas. Conclui-se que, ou o conversor não funciona corretamente, ou este está a ser utilizado incorretamente. Assim, será utilizada a Equação (3.17) em vez do conversor. Refira-se que o método utilizado pelo conversor está explanado no manual do programa (Woods & Rahim, 2007), mas não se consegue que esse método leve aos resultados que o conversor dá. Por fim, saliente-se que não se encontrou na bibliografia nada sobre este problema encontrado no programa Crisp.

- no descarregamento, por outro lado, é a variação (diminuição) da tensão horizontal que é constante em profundidade; por isso, e como a variação da tensão vertical é também constante, já que corresponde à remoção da sobrecarga que estava aplicada, no final do descarregamento o  $K_0$  varia em profundidade; verifica-se que, dado que no descarregamento se está numa fase elástica, essa variação de  $\sigma_h$  é dada por:

$$\Delta\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu}\Delta\sigma_v \quad (3.18)$$

em que  $\nu = 0,3$ .

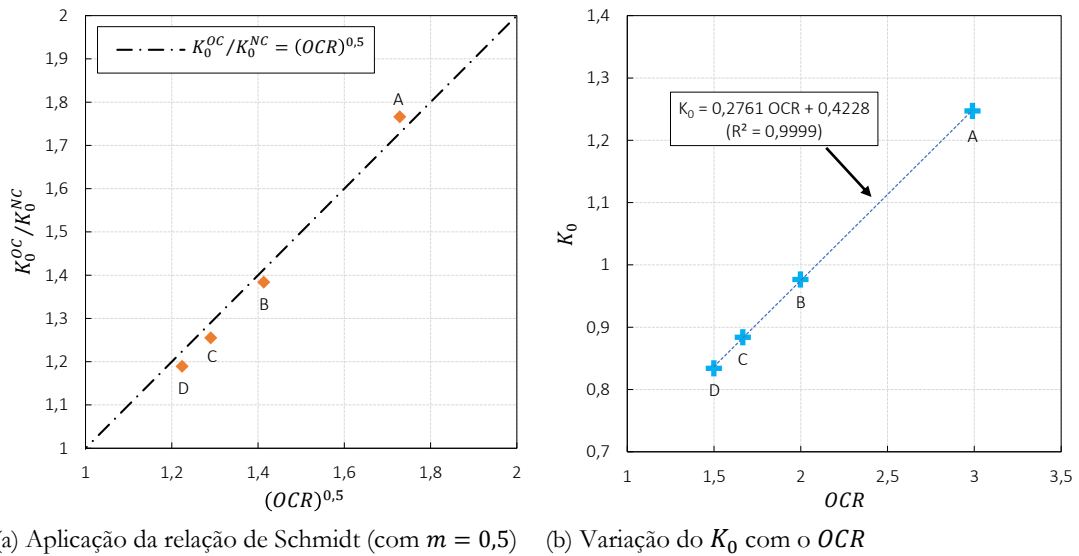
**Tabela 3.4: Estados de tensão, a diferentes profundidades, do maciço de terras modelado em EPD, em três fases: *in situ*, aplicação da sobrecarga e remoção da sobrecarga (para comparação incluem-se alguns valores teóricos).**

FASE		IN SITU			APLICAÇÃO DA SOBRECARGA					REMOÇÃO DA SOBRECARGA						
Ponto	z (m)	$\sigma_h$ (kPa)	$\sigma_v$ (kPa)	$K_0$	$\sigma_h$ (kPa)	$\sigma_v$ (kPa)	$\Delta\sigma_h$ (kPa)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$K_0$	$\sigma_h$ (kPa)	$\sigma_v$ (kPa)	$\Delta\sigma_h$ (kPa)	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$K_0$	OCR	
A	1,5	Plaxis	15,12	27,00	0,56	56,98	81,00	41,86	54,00	0,703	33,84	27,00	-23,14	-54,00	1,25	3,00
		Crisp	15,12	27,00	0,56	56,92	80,61	41,80	53,61	0,706	33,63	26,97	-23,28	-53,64	1,25	2,99
		Teór.	15,12	27,00	0,56	-	81,00	-	54,00	-	-	27,00	-	-54,00	-	-
B	3,0	Plaxis	30,24	54,00	0,56	75,93	107,98	45,96	53,98	0,703	52,79	54,00	-23,13	-53,98	0,98	2,00
		Crisp	30,24	54,00	0,56	76,09	107,83	45,85	53,83	0,706	52,72	53,98	-23,37	-53,85	0,98	2,00
		Teór.	30,24	54,00	0,56	-	108,00	-	54,00	-	-	54,00	-	-54,00	-	-
C	4,5	Plaxis	45,36	81,00	0,56	94,56	134,97	49,20	53,97	0,701	71,43	81,00	-23,13	-53,97	0,88	1,67
		Crisp	45,36	81,00	0,56	95,01	134,92	49,65	53,92	0,704	71,59	80,99	-23,42	-53,93	0,88	1,67
		Teór.	45,36	81,00	0,56	-	135,00	-	54,00	-	-	81,00	-	-54,00	-	-
D	6,0	Plaxis	60,42	108,00	0,56	112,69	161,88	52,26	53,98	0,696	89,56	107,90	-23,12	-53,98	0,83	1,50
		Crisp	60,48	108,02	0,56	113,54	161,92	53,06	53,90	0,701	90,10	108,02	-23,44	-53,90	0,83	1,50
		Teór.	60,48	108,00	0,56	-	162,00	-	54,00	-	-	108,00	-	-54,00	-	-

Registe-se também a grande variação do OCR com a profundidade, na fase de remoção da sobrecarga. Pode-se até tentar relacionar o OCR com o  $K_0$  nessa fase. De constatações experimentais do comportamento típico de argilas referidas na bibliografia, sabe-se que em maciços sobreconsolidados o coeficiente de impulso em repouso cresce com o grau de sobreconsolidação do solo (Matos Fernandes, 2006). Schmidt (1966) efetuou estudos experimentais em laboratório, carregando e posteriormente descarregando provetes de argila, e obteve a seguinte expressão (adequada para maciços com histórias de tensões simples, como o caso aqui analisado):

$$\frac{K_0^{OC}}{K_0^{NC}} = (OCR)^m \quad (3.19)$$

sendo  $K_0^{NC}$  e  $K_0^{OC}$  os coeficientes de impulso em repouso após aplicação da sobrecarga e após remoção da sobrecarga, respetivamente. O expoente  $m$  varia, para a maioria dos solos, entre 0,4 e 0,5 (Mayne & Kulhawy, 1982). Aplicando, na Figura 3.8a, esta relação no cálculo numérico com o modelo CCM aqui realizado, verifica-se que a relação de Schmidt, utilizando  $m = 0,5$ , aproxima bastante bem os resultados obtidos no cálculo. Na Figura 3.8b relaciona-se o  $K_0$  com o  $OCR$  nos 4 pontos analisados, no final da remoção da sobrecarga, e verifica-se que os resultados numéricos respeitam a “regra” de que o coeficiente de impulso em repouso cresce com o grau de sobreconsolidação. Constatase inclusive que essa relação é, para o cálculo numérico realizado, perfeitamente linear.



(a) Aplicação da relação de Schmidt (com  $m = 0,5$ ) (b) Variação do  $K_0$  com o  $OCR$

**Figura 3.8: Análises à relação entre o coeficiente de impulso em repouso e o grau de sobreconsolidação do solo, para os 4 pontos do maciço de terras sujeito a sobreconsolidação.**

Refira-se por fim que, nos cálculos do Capítulo 5 com solo modelado pelo MC, para o caso sobreconsolidado, considerar-se-á para coeficiente de impulso em repouso o valor do ponto médio do solo OC modelado pelo CCM:  $K_0 = 0,98$ .

## 3.5 Mobilização das pressões ativas do solo modelado pelo CCM e determinação dos parâmetros do modelo MC

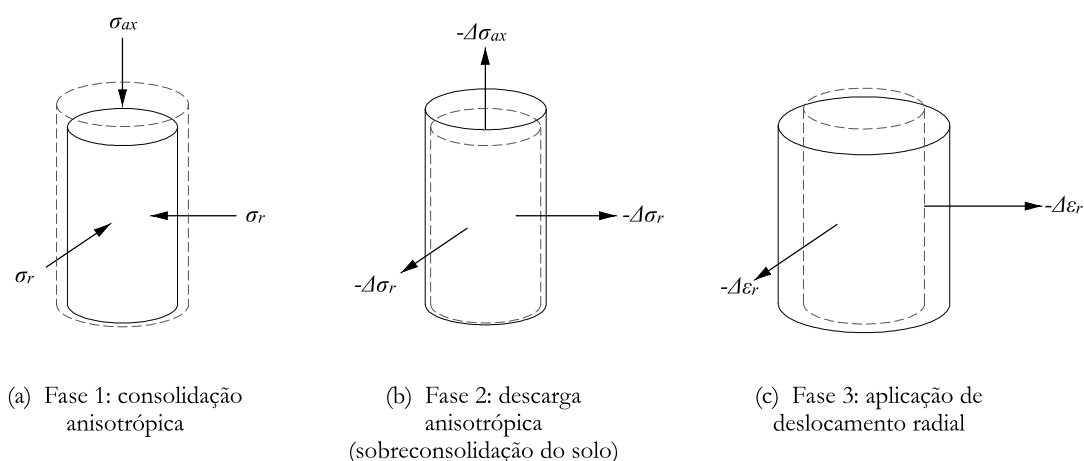
### 3.5.1 Introdução

Como foi referido na secção 2.3.3.3, um solo apresenta características diferentes caso esteja normalmente consolidado (NC) ou sobreconsolidado (OC). Uma das grandes potencialidades do modelo CCM é fazer de facto essa mudança no comportamento do solo quando este sofre diferentes níveis de carga e descarga. Ou seja, o modelo CCM tem em conta a história de tensões do solo. Assim, com este modelo, para obter um solo OC há simplesmente que carregá-lo e descarregá-lo conforme o grau de sobreconsolidação desejado. É este o método utilizado, neste trabalho, para proceder a cálculos numéricos com solo OC modelado pelo CCM.

Por outro lado, o modelo MC não tem em conta a história de tensões (recorde-se a Figura 2.13). Por conseguinte, carregar e descarregar isotropicamente um solo modelado pelo MC não altera a forma como este se vai comportar em carregamentos futuros. Assim, para poder comparar os impulsos resultantes de uma análise com solo OC modelado pelo CCM com o mesmo tipo de análise mas utilizando solo modelado pelo MC, tem de se atribuir ao solo modelado pelo MC características de resistência e rigidez semelhantes às que o solo OC modelado pelo CCM apresenta. Isto será feito pela análise do comportamento do solo modelado pelo CCM, sujeito a sobreconsolidação, e traduzindo esse comportamento em parâmetros MC.

Para analisar o comportamento do solo modelado pelo CCM aplica-se, em modelos triaxiais, as tensões, obtidas na secção anterior (Tabela 3.4), do solo sujeito a sobreconsolidação (logo as fases de consolidação e sobreconsolidação serão feitas com carregamentos anisotrópicos). O solo nesses modelos fica assim sobreconsolidado para as mesmas tensões que o solo modelado pelo CCM em EPD. Depois é aplicado um deslocamento radial para “fora do solo”, provocando uma diminuição da pressão radial, e quando esta estabiliza num valor considera-se que foi atingida a pressão ativa. Quando não existe estrutura de suporte a deslocar, como neste caso do modelo triaxial, o deslocamento é aplicado numa fronteira do solo. Neste caso a fronteira é a lateral do modelo, ou seja, é aplicado deslocamento radial:  $-\Delta\epsilon_r$ , como esquematizado na Figura 3.9. Realizam-se também cálculos considerando o solo NC, em que se aplicam apenas as tensões da fase *in situ* da Tabela 3.4, antes da aplicação do deslocamento.





**Figura 3.9:** Fases da análise numérica em estado triaxial, para o caso de utilização de solo OC (fases após estado de tensão *in situ*). Aplicação das tensões presentes no maciço em EPD com peso, sujeito a sobreconsolidação.

Serão então realizados 4 tipos de cálculo – com solo sujeito aos 4 diferentes estados de tensão (diferentes profundidades) da Tabela 3.4 – para cada estado do solo (NC e OC), como apresentado na Tabela 3.5, totalizando 8 tipos de cálculo diferentes. Aqui os cálculos são realizados com o modelo CCM. Na secção seguinte (secção 3.6) realizam-se os cálculos com o modelo MC, comparando-se os dois modelos de comportamento. Utilizando ambos os modelos, os cálculos fazem-se nos programas Plaxis e Crisp, totalizando 32 cálculos em estado triaxial. A este tipo de cálculos em estado triaxial, em que o corte é feito pela diminuição da pressão radial, pode chamar-se *ensaios triaxiais de compressão por descarregamento*, ao passo que os ensaios triaxiais clássicos, em que o corte é aplicado por compressão axial, se designam por *ensaios triaxiais de compressão por carregamento* (Atkinson, 2007). Os modelos de elementos finitos utilizados são os que foram apresentados na secção 3.3 (Figura 3.2).

**Tabela 3.5:** Cálculos realizados em estado triaxial (para cada tipo de cálculos apresentado na tabela realizam-se cálculos em ambos os modelos MC e CCM e em ambos os programas Plaxis e Crisp).

CÁLCULOS	DESCRIÇÃO
$T_A^{NC}, T_B^{NC}, T_C^{NC}, T_D^{NC}$	Cálculos em estado triaxial com peso nulo, com solo normalmente consolidado, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD
$T_A^{OC}, T_B^{OC}, T_C^{OC}, T_D^{OC}$	Cálculos em estado triaxial com peso nulo, com solo sobreconsolidado, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras modelado em EPD

Em resumo, os cálculos em estado triaxial de mobilização das pressões ativas são feitos na secção 3.5.2. A obtenção dos parâmetros do solo modelado pelo MC, feita analisando a variação das tensões e deformações do solo nos cálculos com o modelo CCM, é feita nas secções 3.5.3 e 3.5.4. Tendo os parâmetros do modelo MC apresenta-se, no fim desta secção, uma tabela-resumo com todos os parâmetros do solo definidos (secção 3.5.5).

### 3.5.2 Mobilização das pressões ativas do solo modelado pelo CCM

#### 3.5.2.1 Solo normalmente consolidado

Para a análise do caso em que se utiliza solo NC modelado pelo CCM são feitos 4 cálculos triaxiais, onde são aplicadas as tensões *in situ*, apresentadas na Tabela 3.4, dos 4 pontos a diferentes profundidades. Em todos é aplicada uma deformação radial até ser atingido o estado crítico. Estes cálculos, com solo NC modelado pelo CCM, e os com solo modelado NC pelo MC (e realizados em ambos os programas de cálculo), são designados por cálculos  $T^{NC}$  (designações definidas na Tabela 3.5). E os cálculos com, por exemplo, o solo sujeito às tensões do solo no ponto A do modelo em EPD (ponto à profundidade  $z = 1,5 \text{ m}$  na Figura 3.6), designam-se cálculos  $T_A^{NC}$ .

Na Figura 3.10 apresentam-se os resultados dos 4 cálculos, em termos da evolução da pressão radial com a deformação radial. Cada pressão no estado crítico é comparada com a pressão teórica para a profundidade respetiva:

- $\sigma_{ratc}$  - pressão radial ativa teórica crítica, calculada pela Teoria de Rankine (Eq. (2.6)):

$$\sigma_{ratc} = K_a \sigma_{ax} = \frac{1 - \sin \phi'_c}{1 + \sin \phi'_c} \gamma z \quad (3.20)$$

em que  $\sigma_{ax}$  é a pressão axial. Esta expressão utiliza  $\phi'_c = 36^\circ$  (Tabela 3.1) e  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ . Este valor de  $\phi'$  foi obtido, utilizando a Equação (3.1), a partir de  $M$ , o declive da LEC do modelo CCM, razão pela qual se pode comparar a pressão ativa do CCM com esta pressão ativa teórica.

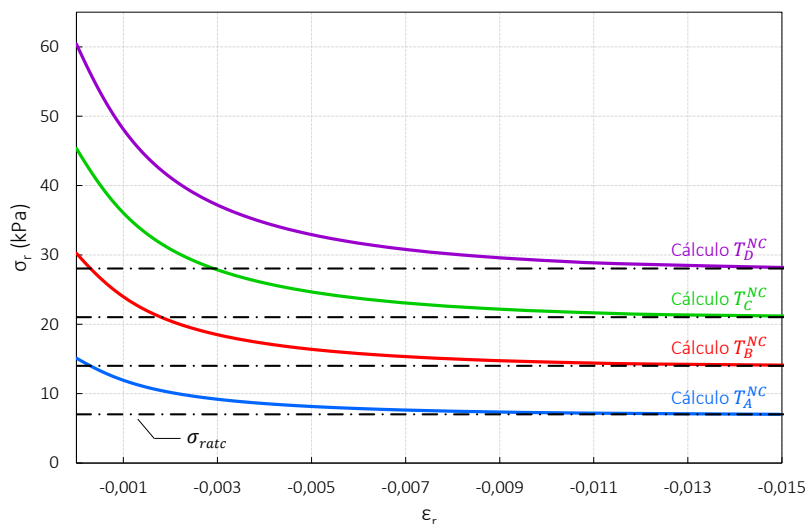


Figura 3.10: Evolução das pressões radiais com a deformação radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, nos cálculos com solo normalmente consolidado (cálculos  $T^{NC}$ ), modelado pelo CCM. Comparação com os valores teóricos.

Pela análise da figura verifica-se que as pressões diminuem gradualmente, apresentando o solo rigidez cada vez menor, até ser atingido o estado crítico, no qual o aumento de deformação radial não

provoca alteração da pressão radial. Considera-se, nesse momento, que foram atingidas as pressões ativas. Verifica-se que estas pressões ativas, obtidas nos cálculos numéricos, correspondem aos valores teóricos.

A análise das trajetórias de tensão é também bastante importante, de modo a perceber o tipo de trajetória desenvolvida e se foi atingida a linha de estados críticos (LEC). Na Figura 3.11 analisam-se as trajetórias dos cálculos em estado triaxial, de ambos os programas, para o caso de solo NC, verificando-se que as trajetórias têm um desenvolvimento linear e terminam quando atingem a LEC.

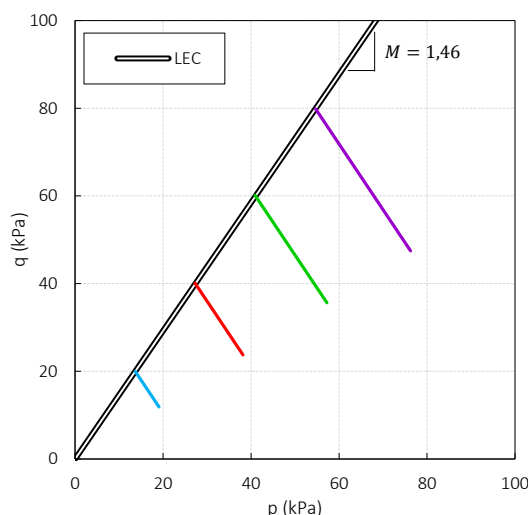


Figura 3.11: Trajetórias de tensão dos cálculos  $T^{NC}$  com solo modelado pelo CCM.

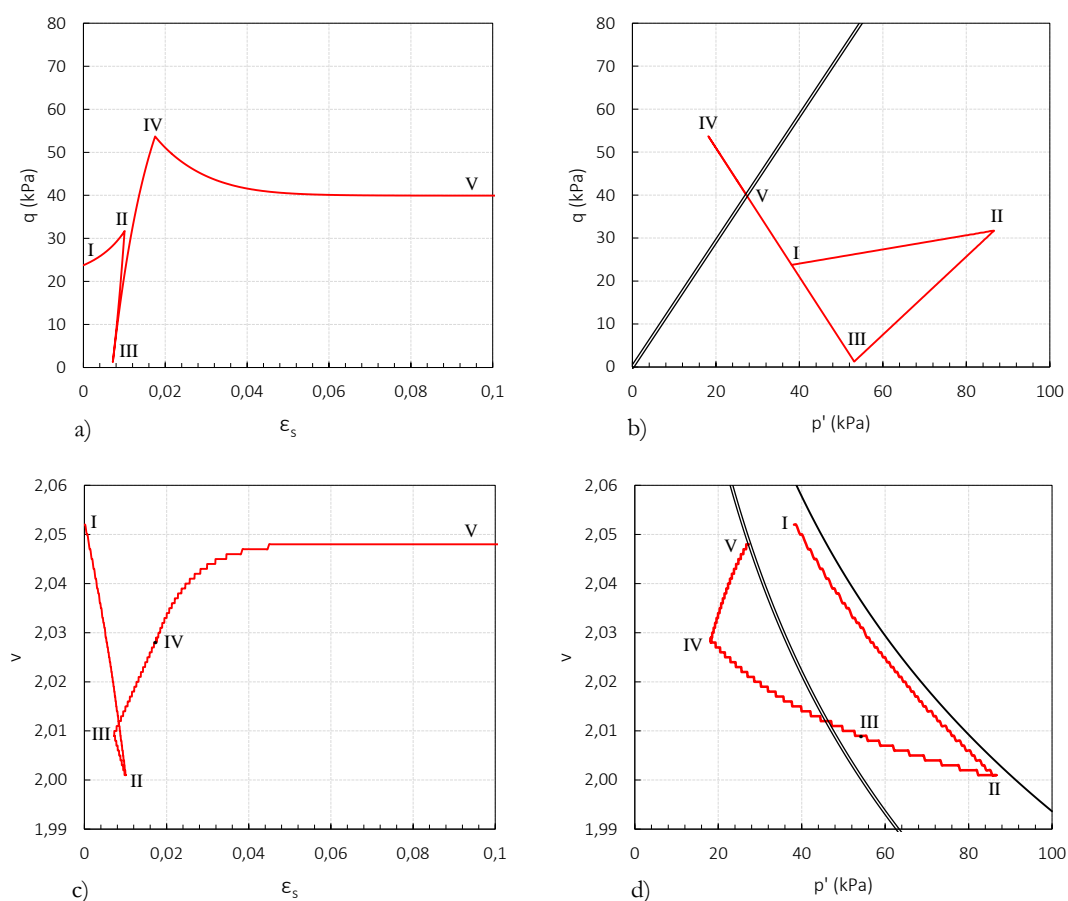
### 3.5.2.2 Solo sobreconsolidado

Para a análise do caso em que se considera que o solo está OC, realizam-se 4 cálculos com solo modelado pelo CCM, aplicando ao solo as tensões, referentes às 3 fases, da Tabela 3.4.

A análise com solo OC é mais complexa que a do caso com solo NC. Para compreender o comportamento que o solo desenvolve, apresenta-se, na Figura 3.12, as trajetórias nos planos  $(q, p, \varepsilon_s, v)$  para um dos cálculos realizados: cálculo  $T_B^{OC}$ . Na trajetória indicam-se 5 pontos, que correspondem, no maciço, a 5 fases em que se pode dividir o cálculo, com solo OC, como apresentado na Tabela 3.6. Estes pontos específicos têm as tensões médias representadas na Figura 3.13 e as suas designações estão referidas na tabela referida. A tensão  $p_y$  (referida na secção 2.3.3.6), apresentada na mesma figura, é a pressão correspondente à LCN, ou seja, a  $q = 0$ , da curva de cedência do solo (portanto não corresponde necessariamente à tensão média de nenhum ponto da trajetória).

**Tabela 3.6: As várias fases de cálculo num maciço, para o caso de solo OC; correspondentes tensões no solo.**

NÚMERO NA FIGURA 3.12	FASE NO MACIÇO EM EPD (FIGURA 3.6)	TENSÃO MÉDIA ( $p$ ) NO SOLO, NO FINAL DE CADA FASE	
		SÍMBOLO (FIGURA 3.13)	TIPO DE TENSÃO MÉDIA
I	Estado <i>in-situ</i>	$p_0$	Tensão <i>in-situ</i>
II	Aplicação da sobrecarga	$p_{p-c}$	Tensão de pré-consolidação
III	Remoção da sobrecarga	$p_i$	Tensão inicial (início da fase de aplicação de deslocamento)
IV	Aplicação de deslocamento	$p_p$	Tensão de pico
V	Aplicação de deslocamento (continuação)	$p_c$	Tensão crítica



**Figura 3.12: Comportamento evidenciado pelo solo no cálculo  $T_B^{OC}$ .**

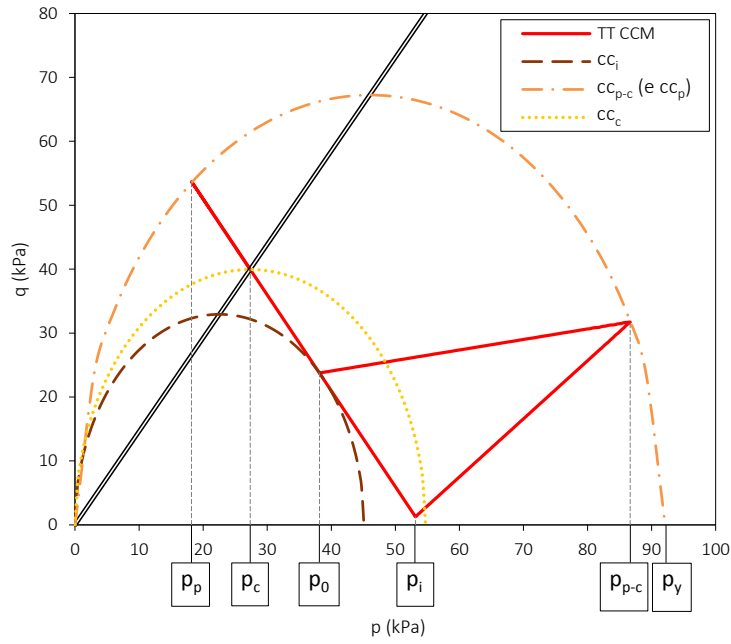


Figura 3.13: Definição de tensões médias de pontos notáveis (pontos de transição entre fases) de um caso OC, no plano  $(q, p)$ .

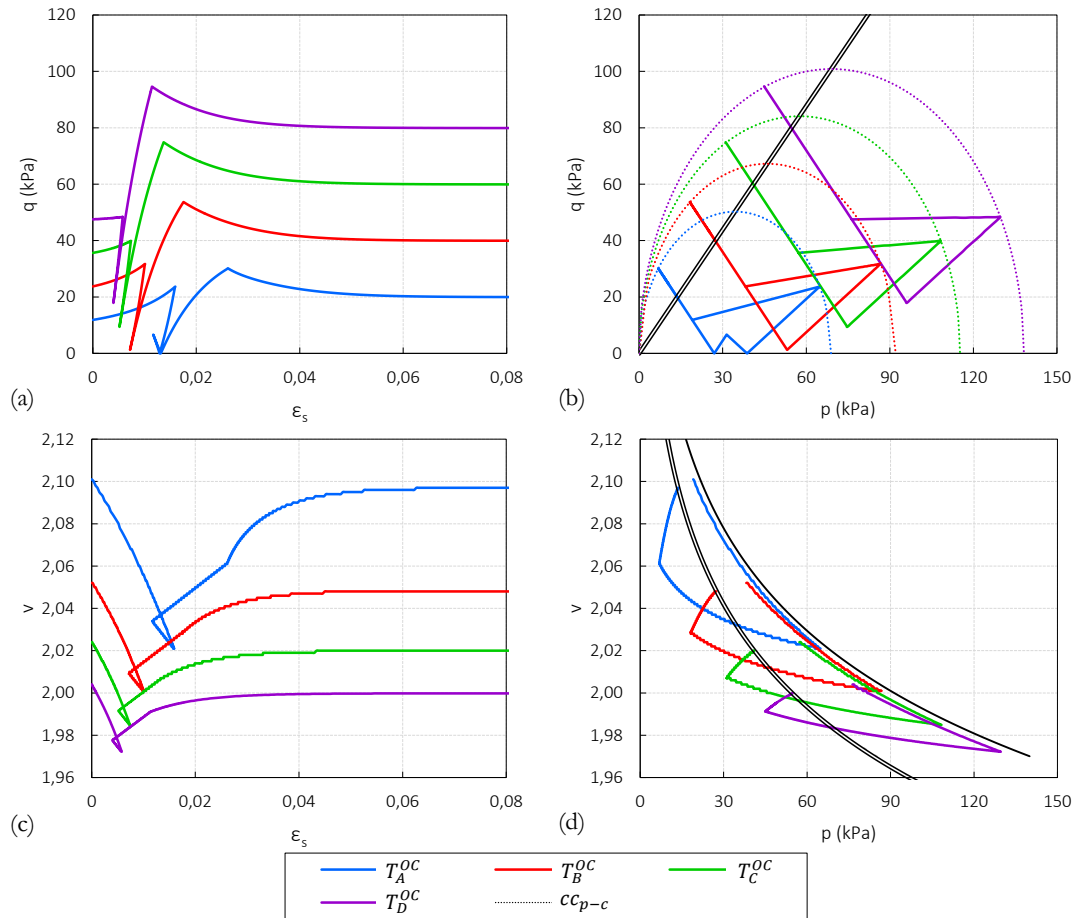
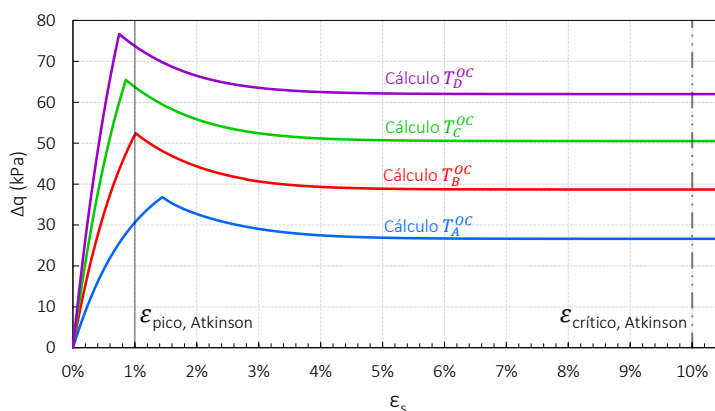


Figura 3.14: Comportamento do solo modelado pelo CCM nos cálculos  $T^{OC}$  (em estado triaxial com solo OC).

As mesmas curvas referidas anteriormente são apresentadas agora, na Figura 3.14, para todos os cálculos com solo OC, modelado pelo CCM. Incluem-se no plano  $(q, p)$  as curvas de cedência na fase de pré-consolidação, que definem o pico evidenciado.

Convém comentar as inflexões de trajetória (e pico para cima) no plano  $(q, p)$ , na fase de remoção da sobrecarga, de um, e apenas um, dos cálculos. Isto acontece simplesmente porque, ao passo que no início da remoção da sobrecarga a tensão vertical é superior à horizontal ( $q = \sigma_v - \sigma_h$ ), resultando  $q > 0$ , ao longo da remoção da sobrecarga a tensão vertical vai diminuindo, e em variações maiores que a horizontal ( $\Delta\sigma_v > \Delta\sigma_h$ ) (como apresentado na Tabela 3.4), chegando a tensão vertical a igualar a tensão horizontal e depois a ficar menor que esta. O momento em que  $\sigma_v = \sigma_h$  é quando  $q = 0$  (cálculo a tensões mais baixas, na Figura 3.14b), e quando  $\sigma_v < \sigma_h$  a tensão deviatórica volta a ser maior que zero (neste caso:  $q = \sigma_h - \sigma_v > 0$ ). O mesmo raciocínio explica a inflexão da trajetória na fase posterior, de aplicação de deslocamento horizontal (tensão horizontal a diminuir enquanto que a vertical se mantém, ficando a horizontal de novo menor que a vertical).

Aproveitando estes cálculos comparam-se, na Figura 3.15, as deformações deviatóricas com que os estados de pico e os estados críticos são atingidos com aquelas para a qual, segundo Atkinson (2007), normalmente são atingidos esses estados: 1% e 10%, respetivamente, como referido na secção 2.3.3.5. Verifica-se que os valores obtidos pelos cálculos e os de Atkinson são semelhantes.



**Figura 3.15:** Comparação das deformações deviatóricas nos cálculos realizados em estado triaxial, em solo OC modelado pelo CCM, com a ordem de deformações deviatóricas em que os estados de pico e estados críticos são normalmente atingidos em solos, segundo Atkinson (2007).

Por fim, apresenta-se a evolução das pressões radiais deste caso. Verifica-se, para cada um dos 4 cálculos, que a pressão atinge um mínimo, que corresponde ao momento em que a trajetória atinge o pico, e por essa razão esta pressão mínima designa-se neste trabalho por pressão ativa de pico (repare-se que no cálculo  $T_A^{OC}$  a pressão de pico é negativa; esta questão será analisada mais à frente). Depois, a pressão aumenta até estabilizar no valor ativo do estado crítico (consideram-se ambas as pressões, de pico e crítica, pressões ativas). Este deve ter o mesmo valor de pressão ativa do caso NC, já que, como foi visto na secção 2.3.3.5, a sobreconsolidação do solo apenas o leva a apresentar um

pico de resistência, para deformações relativamente baixas; ou seja, para deformações maiores, o estado crítico é atingido, e é-o para os mesmos valores do caso NC. Esta pressão ativa desenvolvida para deformações maiores pode ser comparada com um valor teórico ( $\sigma_{rate}$ ), que é calculado pela expressão de Rankine (Equação (3.20)) utilizando os parâmetros do modelo MC com solo NC (ou seja, é a mesma  $\sigma_{rate}$  apresentada na Figura 3.10, do caso NC). Como esperado, os valores numéricos e teóricos coincidem.

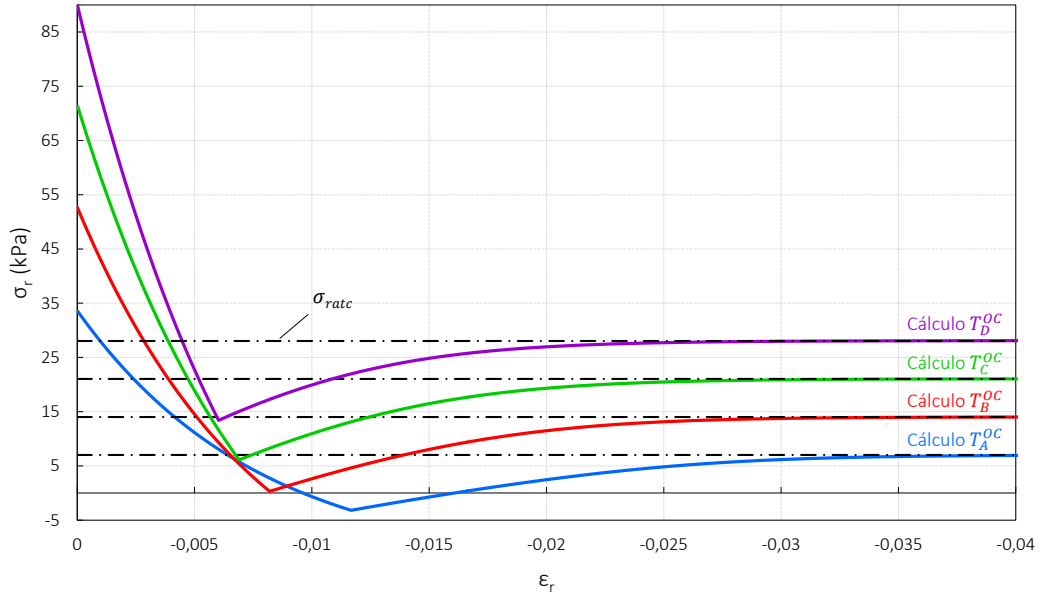


Figura 3.16: Evolução das pressões radiais com a deformação radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, nos cálculos com solo sobreconsolidado (cálculos  $T^{OC}$ ), modelado pelo CCM. Comparação com os valores teóricos.

Ainda sobre a análise de tensão-deformação com o modelo CCM no caso OC, refira-se que se apresentam os resultados apenas a partir do início da fase do deslocamento, ignorando desta forma a variação de pressão e as deformações das fases que levam à sobreconsolidação do solo. Acrescente-se também que a evolução da pressões radiais com a deformação radial tem um andamento que, de forma simplificada, se pode dizer que é “simétrico” daquele que se observa no plano  $(q, \epsilon_s)$  (compare-se, por exemplo, com a Figura 3.15), na fase de aplicação de deslocamento. Isto porque nesta fase tem-se  $\Delta q = -\Delta \sigma_r$ .

### 3.5.3 Obtenção dos parâmetros de rigidez do modelo MC

#### 3.5.3.1 Método utilizado

No modelo MC, os parâmetros definidores da rigidez do solo são:

- $E$  - módulo de deformabilidade, que indica a capacidade de um solo se deformar, quando existe uma alteração das suas tensões, por exemplo por meio de um carregamento:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.21)$$

No modelo MC o módulo de deformabilidade é elástico e constante (Figura 2.13), dado pela inclinação da reta que relaciona a tensão de corte com a deformação na direção em que o corte é realizado;

- $\nu$  - coeficiente de Poisson, que relaciona a deformação transversal (ou perpendicular) com a deformação longitudinal (ou paralela) a uma força aplicada num material homogêneo e isotrópico:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{transversal}}{\varepsilon_{longitudinal}} \quad (3.22)$$

Para determinar  $E$  e  $\nu$ , a partir das tensões e deformações observadas nos solos, utilize-se a *Lei de Hooke* para um material elástico linear isotrópico com estado de tensão tridimensional (Ugural & Fenster, 2011):

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (3.23)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (3.24)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} [\sigma_{zz} - \nu(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{xy} \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{xz} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{yz} \quad (3.28)$$

No ensaio triaxial tem-se  $\varepsilon_a = \varepsilon_{yy}$  e  $\varepsilon_r = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{zz}$ ; as mesmas relações podem ser feitas em termos de tensões. Assim, em termos de variação de tensões em estado triaxial, as 3 primeiras expressões transformam-se em:

$$\Delta\varepsilon_{ax} = \frac{1}{E} (\Delta\sigma_{ax} - 2\nu\Delta\sigma_r) \quad (3.29)$$

$$\Delta\varepsilon_r = \frac{1}{E} [-\Delta\sigma_{ax} + (1 - \nu)\Delta\sigma_r] \quad (3.30)$$



Mas na fase de aplicação do deslocamento radial tem-se  $\Delta\sigma_{ax} = 0$ , logo:

$$\Delta\varepsilon_{ax} = -2\nu \frac{\Delta\sigma_r}{E} \quad (3.31)$$

$$\Delta\varepsilon_r = (1 - \nu) \frac{\Delta\sigma_r}{E} \quad (3.32)$$

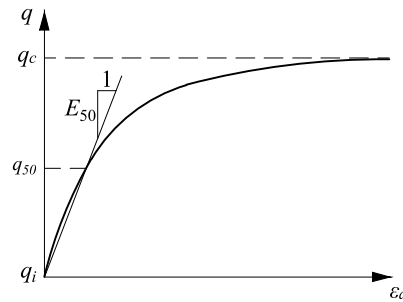
Podem então calcular-se os parâmetros  $E$  e  $\nu$  a partir dos valores de tensão e deformação observados, pelo seguinte sistema de equações:

$$\begin{cases} E = -2\nu \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta\varepsilon_{ax}} \\ E = (1 - \nu) \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta\varepsilon_r} \end{cases} \quad (3.33)$$

Como se pode ver pela Figura 3.17, a rigidez do solo no modelo CCM está em constante mudança. Assim, decide-se fazer corresponder o módulo de deformabilidade para o modelo MC ao módulo de deformabilidade secante  $E_{50}$  da curva tensão-deformação do modelo CCM. Como se vê na figura, o módulo  $E_{50}$  é a reta que liga o ponto da curva de tensão-deformação correspondente ao início do corte, cuja tensão deviatória se indica por  $q_i$ , com o ponto nessa curva em que a tensão deviatória,  $q_{50}$ , está a 50% de atingir o estado crítico; ou seja:

$$q_{50} = \frac{q_i + q_c}{2} \quad (3.34)$$

sendo  $q_c$  a tensões deviatória no estado crítico.



**Figura 3.17: Definição do módulo de deformabilidade  $E_{50}$  na curva tensão-deformação do modelo CCM.**

Desta forma a curva de tensão-deformação para cálculo do  $E_{50}$  considera apenas a fase de aplicação de deslocamento. Ou seja, no caso OC não se consideram as variações de tensão e deformação das fases anteriores. E como  $K_0 \neq 1$ , para ambos os casos NC e OC há já, no início da aplicação do deslocamento, uma tensão deviatória desenvolvida. Assim, a análise faz-se em termos de variação de tensões, tendo-se:

$$q = q_i + \Delta q \Leftrightarrow \Delta q = q - q_i \quad (3.35)$$

Refira-se que, como a tensão vertical não varia, a Equação (3.5):  $q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{ax} - \sigma_r$ , fica simplesmente, em termos de variação de tensões:  $\Delta q = -\Delta \sigma_r$ .

### 3.5.3.2 Solo normalmente consolidado

As curvas de tensão-deformação resultantes do cálculo  $T_A^{NC}$  observam-se na Figura 3.18.

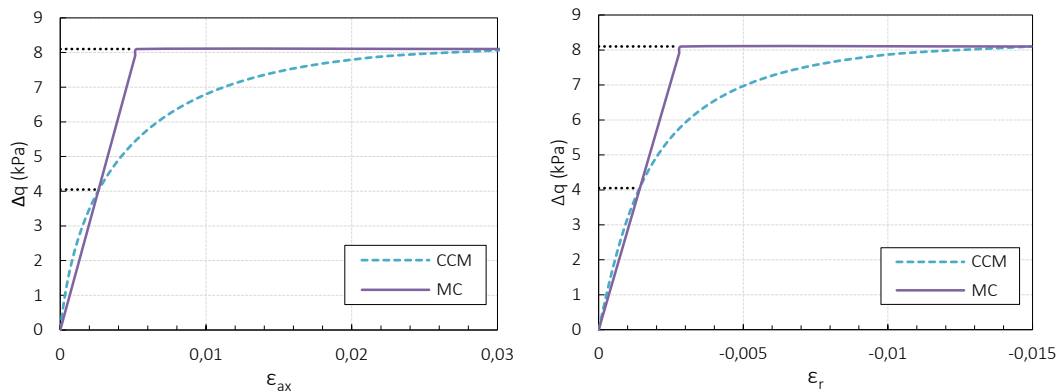


Figura 3.18: Resultados de tensão-deformação<sup>20</sup> dos cálculos  $T_A^{NC}$ : triaxiais com solo NC modelado pelo MC e pelo CCM representativos do solo no ponto A (à profundidade  $z = 1,5 \text{ m}$ ), com o programa Crisp (resultados do Plaxis são semelhantes). Determinação, pelos cálculos com o solo modelado pelo CCM, dos parâmetros de rigidez do modelo MC.

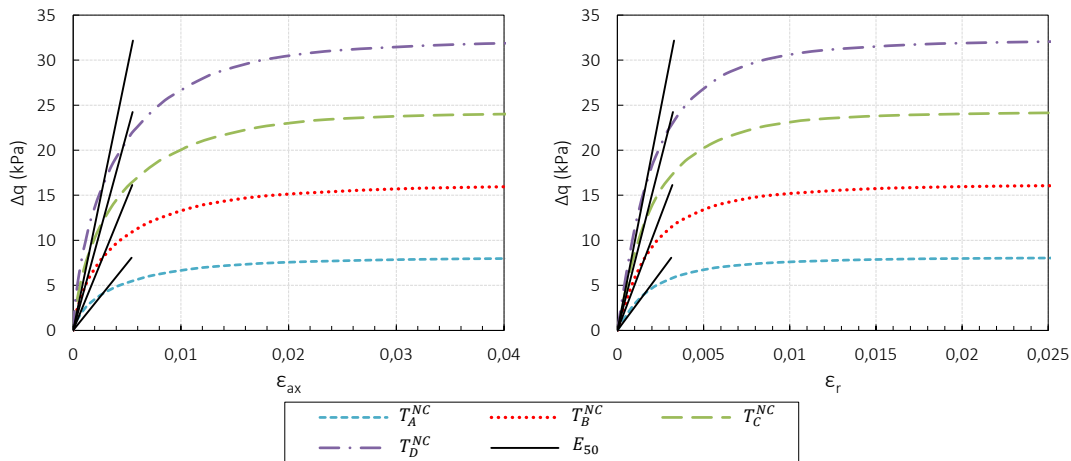


Figura 3.19: Resultados de tensão-deformação dos cálculos  $T^{NC}$  (triaxiais com solo NC). Determinação dos parâmetros de rigidez do modelo MC.

A partir dos resultados obtidos é calculado o módulo  $E_{50}$  e o coeficiente de Poisson, e com esses parâmetros é realizado um cálculo-teste com o modelo MC. A curva tensão-deformação obtida

<sup>20</sup> O Crisp utiliza a convenção de sinais de Mecânica dos solos (compressão tem sinal positivo) ao passo que o Plaxis utiliza a convenção de Mecânica dos Materiais (compressão tem sinal negativo). Neste trabalho utiliza-se, para a apresentação dos resultados, a convenção de Mecânica dos Solos.

com este cálculo com o modelo MC apresenta-se na mesma figura, verificando-se que os parâmetros de rigidez foram bem calculados<sup>21</sup>. Na Figura 3.19 apresentam-se as curvas para os 4 cálculos realizados com o modelo CCM. Verifica-se que, como esperado, a rigidez do solo aumenta com a profundidade, algo a que se fará referência mais à frente. Refira-se que estes resultados são muito semelhantes em ambos os programas, pelo que seria repetitivo apresentar ambos os resultados graficamente. Desta forma, apenas se apresenta graficamente os resultados de um dos programas e faz-se essa referência no texto ou na legenda da figura. Para este caso, a comparação dos dois programas faz-se na apresentação em tabela de um resumo dos resultados (Tabela 3.7). Este procedimento é usado ao longo do trabalho, quando os resultados são semelhantes em ambos os programas.

### 3.5.3.3 Solo sobreconsolidado

Obtêm-se agora os parâmetros de rigidez do modelo MC a partir dos resultados dos cálculos com solo OC modelado pelo CCM. Como se observa no plano  $(q, \varepsilon_s)$  da Figura 3.12, a deformação e a variação de tensão deviatórica existem logo desde início do cálculo, com a fase de sobreconsolidação do solo. Mas, para o cálculo da rigidez do solo, essas fases são ignoradas. E, como apenas se contabiliza a fase elástica de aplicação de deslocamento (de III a IV na Figura 3.12), apenas se consideram, para o cálculo dos parâmetros de rigidez, as tensões e deformações até ao pico (logo, na Equação (3.34)  $q_c$  é  $q_p$  – tensão deviatórica de pico).

Tendo em conta o referido apresenta-se, na Figura 3.20, a curva de variação da tensão deviatórica com a deformação de um dos cálculos CCM com solo OC, observando-se o pico atingido. Calculam-se os parâmetros de rigidez, que são utilizados num cálculo-teste modelado pelo MC. Analisando a trajetória deste cálculo modelado pelo MC, incluída na mesma figura, confirma-se a interseção com a curva do cálculo com o modelo CCM para 50% da máxima variação da tensão deviatórica.

Na Figura 3.21 apresentam-se as curvas de tensão-deformação para os vários cálculos com o modelo CCM, com solo OC, e também se apresentam as linhas definidoras do módulo  $E_{50}$ , para cada cálculo.

<sup>21</sup> Chama-se a atenção para o facto de ambos os parâmetros de rigidez, e não apenas o módulo de deformabilidade, terem de ser calculados (com o sistema de equações referido), para que o solo modelado por MC tenha a rigidez correta em ambas as direções em que se mede a deformação -  $\varepsilon_{ax}$  e  $\varepsilon_r$ .

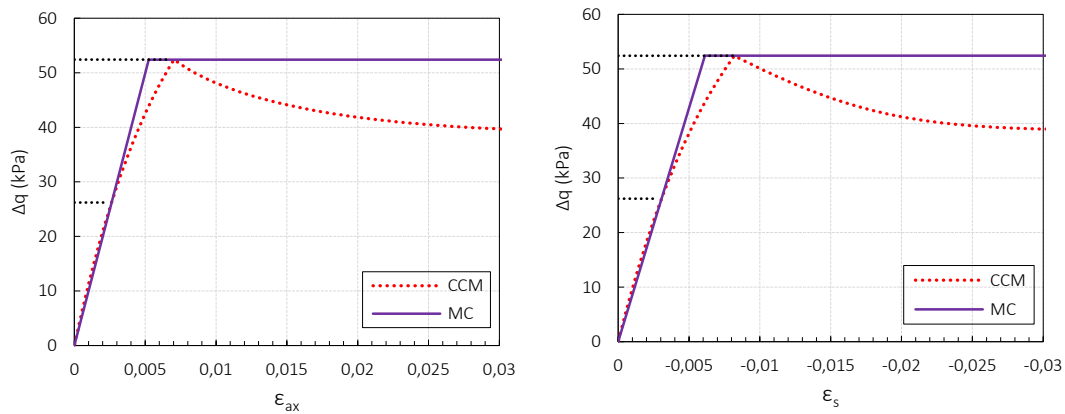


Figura 3.20: Resultados de tensão-deformação dos cálculos  $T_B^{OC}$ . Determinação dos parâmetros de rigidez MC.

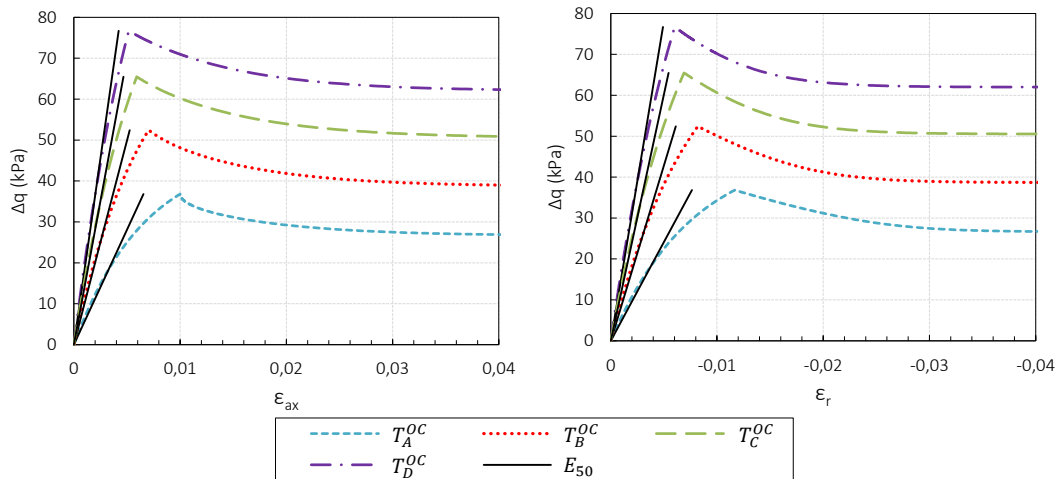


Figura 3.21: Resultados de tensão-deformação dos cálculos  $T^{OC}$  com solo modelado pelo CCM. Determinação dos parâmetros de rigidez para o solo modelado pelo MC.

### 3.5.3.4 Resumo dos resultados e conclusões

Os parâmetros de rigidez  $E$  e  $\nu$  do solo modelado pelo CCM em estado triaxial obtidos a partir dos 16 cálculos (onde foram aplicadas as tensões observadas em 4 pontos a diferentes profundidades de um solo modelado em EPD, e para solo NC e OC, com o Plaxis e o Crisp) estão reunidos na Tabela 3.7. Pode, desta forma, considerar-se que esta é a rigidez do solo, às profundidades respectivas, do modelo em EPD, como se indica na tabela e se apresenta na Figura 3.22.

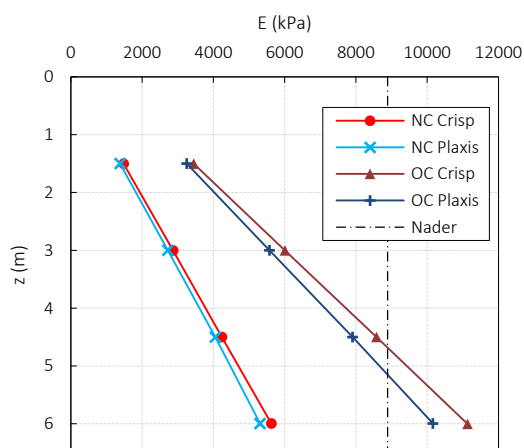
Permitindo os programas utilizados a consideração de variação do módulo deformabilidade com a profundidade, calcula-se a variação deste, relacionando o valor de  $E$  calculado com a profundidade do solo. Como se observa na Figura 3.22, é fácil definir uma lei variação de  $E$  com a profundidade, da seguinte forma:

$$E = E_0 + m_E \cdot z \quad (3.36)$$

Os parâmetros  $E_0$  e  $m_E$ , que serão introduzidos como parâmetros do modelo MC nos programas, são apresentados também na Tabela 3.7. Refira-se que na Figura 3.22 se apresenta também, para comparação, o valor de  $E$  obtido por Nader, ressaltando que o tipo de ensaios realizados para o obter foi diferente e que o autor considera um módulo constante em profundidade

**Tabela 3.7: Parâmetros de rigidez  $E$  e  $\nu$  para utilização no modelo MC, obtidos a partir de cálculos triaxiais com o modelo CCM.**

ESTADO DO SOLO			NORMALMENTE CONSOLIDADO			SOBRECONSOLIDADO						
			RESULTADOS DOS CÁLCULOS $T^{NC}_C$ / CCM	PARA DEFINIR O MODELO MC		RESULTADOS DOS CÁLCULOS $T^{OC}_C$ / CCM	PARA DEFINIR O MODELO MC					
Programa	Correspondência no modelo em EPD (Figura 3.7)		$E$  (kPa)	$\nu$	$E_0$  (kPa)	$m_E$  (kPa/m)	$\nu$	$E$  (kPa)	$\nu$	$E_0$  (kPa)	$m_E$  (kPa/m)	$\nu$
	Ponto	$z$ (m)										
Plaxis	A	1,5	1382	0,465	86	875	0,463	3251	0,3	953	1539	0,3
	B	3,0	2721	0,463				5574	0,3			
	C	4,5	4053	0,461				7904	0,3			
	D	6,0	5308	0,458				10160	0,3			
Crisp	A	1,5	1477	0,485	96	922	0,485	3444	0,3	882	1709	0,3
	B	3,0	2867	0,485				6005	0,3			
	C	4,5	4234	0,486				8576	0,3			
	D	6,0	5623	0,485				11132	0,3			



**Figura 3.22: Variação do módulo de deformabilidade com a profundidade, a partir de cálculos triaxiais, nos casos de utilização de solo NC e OC.**

As principais conclusões que podem ser retiradas da análise realizada são:

- O módulo de deformabilidade aumenta com a profundidade, para ambos os estados do solo, NC e OC; esta variação é linear.
- A sobreconsolidação aumenta a rigidez do solo.
- O coeficiente de Poisson é constante em profundidade.
- O coeficiente de Poisson é diferente para os casos com solo NC e solo OC (maior no primeiro); no primeiro caso, por ser atingida logo a superfície de cedência, existem deformações plásticas logo no início da fase de corte, sendo que o coeficiente de Poisson resultantes das análises numéricas está relacionado com *função de potencial plástico* (que determina as magnitudes relativas dos incrementos de deformação plástica (Brinkgreve R. B., 2005)); ao passo que, no caso de utilização de solo OC, as deformações até ao pico são elásticas e, desta forma, o coeficiente de Poisson resultante das análises é aquele que foi inserido nos parâmetros do modelo (o coeficiente de Poisson que se insere nos modelos é um parâmetro elástico).
- Os resultados do Crisp e do Plaxis são relativamente semelhantes.
- Os valores de  $E$  obtidos são da mesma ordem do obtido por Nader.

Refira-se ainda que, tendo de se optar por um conjunto de valores, dentre os dos dois programas, para utilizar nas análises seguintes com o modelo MC, escolhem-se os valores obtidos pelo Crisp. Estes valores estão na Tabela 3.9, que será apresentada depois de calculados todos os parâmetros definidores do modelo MC.

### 3.5.4 Obtenção dos parâmetros de resistência do modelo MC

Foi apresentado na Tabela 3.1 o ângulo de resistência ao corte calculado, pela Equação (3.1), a partir de  $M = 1,46$ :  $\phi' = 36^\circ$ . Esta é a resistência que o solo, modelado pelo CCM, tem no estado crítico. Assim, para os cálculos com solo NC, em que se pretende que o comportamento na rotura do solo modelado pelo MC aproxime o comportamento no estado crítico do solo modelado pelo CCM, utiliza-se, nas análises com o modelo MC, o valor de ângulo de atrito referido. Mas pretende-se aproximar também, por meio de cálculos com o modelo MC, o comportamento no pico do solo modelado pelo CCM. Ou seja, em termos de resistência pretende-se que, nas análises do caso OC, o solo modelado pelo MC tenha uma resistência equivalente à que o solo OC modelado pelo CCM apresenta no pico; essa resistência será determinada de seguida. Consequentemente, ter-se-ão parâmetros de resistência do modelo MC com valores diferentes conforme o tipo de análise – com solo NC ou solo OC – ao passo que na análise com o modelo CCM os parâmetros de resistência têm o mesmo valor independentemente do tipo de análise.

Pelas análises em estado triaxial com solo OC, cujo comportamento foi apresentado anteriormente, na Figura 3.14, pode definir-se, com parâmetros do modelo MC, uma linha de estados de pico (LEP) da seguinte forma (tal como foi apresentado na secção 2.3.3.5):

$$\tau = c'_p + \sigma \operatorname{tg}(\phi'_p) \quad (3.37)$$

Na Figura 3.13 e na Figura 3.14b observaram-se os picos definidos pelas trajetórias, no plano  $(q, p)$ . Para a definição da LEP, as trajetórias de tensão para os 4 cálculos serão agora apresentadas no plano de tensões  $(t, s)$ , que Wood (1990) designa por *plano de corte*. Tem-se:

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.38)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.39)$$

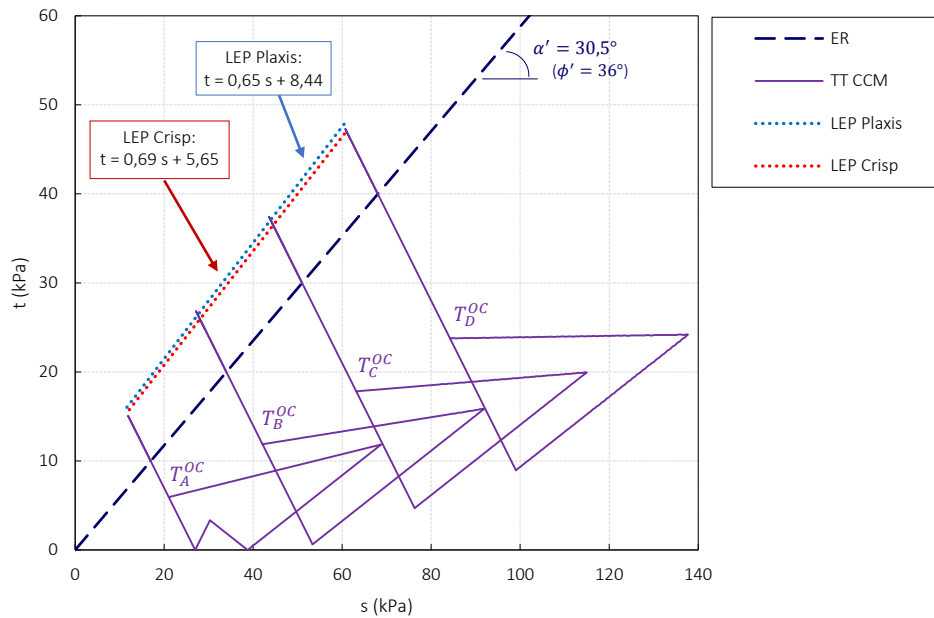
Neste plano, a envolvente de rotura (ER) é dada por:

$$t = a' + s \operatorname{tg}(\alpha') \quad (3.40)$$

sendo  $\alpha'$  a inclinação da envolvente de rotura neste plano e  $a'$  a sua ordenada na origem (no caso da envolvente de rotura ser a LEP, definindo portanto os estados de pico, os parâmetros apresentam-se como  $\alpha'_p$  e  $a'_p$ ). Os parâmetros  $\alpha'$  e  $a'$  relacionam-se com  $\phi'$  e  $c'$  da seguinte forma:

$$\operatorname{sen} \phi' = \operatorname{tg} \alpha' \quad (3.41)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos \phi'} \quad (3.42)$$



**Figura 3.23:** Definição das linhas de estados de pico (LEP) pela análise das trajetórias de tensão (TT) dos cálculos em estado triaxial com solo sobreconsolidado ( $T^{OC}$ ), com solo modelado pelo CCM, utilizando os programas Plaxis e Crisp.

Na Figura 3.23 apresentam-se, no plano  $(t, s)$ , as trajetórias de tensão (TT) dos vários cálculos. As trajetórias são muito semelhantes nos dois programas, pelo que apenas se apresenta uma trajetória para cada cálculo, representativa dos dois programas. O pico atingido pelas trajetórias é um pouco diferente nos dois programas. Definem-se as LEP, para os dois programas, a partir dos picos atingidos. Assim, pelas expressões das LEP obtidas, incluídas na figura, definem-se os parâmetros de resistência para o modelo MC a utilizar no caso OC, como apresentado na Tabela 3.8, utilizando as Equações (3.41) e (3.42). Opta-se, tal como para os parâmetros de rigidez, pela utilização, nas análises posteriores com o solo modelado pelo MC, para o caso de utilização de solo OC, dos valores de parâmetros de resistência obtidos pelo Crisp.

Tabela 3.8: Parâmetros das LEP.

TIPO	PARÂMETRO	PLAXIS	CRISP
Plano $(t, s)$	$a'_p$ (kPa)	8,4	5,7
	$\alpha'_p$ (°)	33,0	34,6
Plano $(\tau, \sigma)$	$c'_p$ (kPa)	11,1	7,8
	$\phi'_p$ (°)	40,7	43,6

### 3.5.5 Resumo: parâmetros do solo definidos

Como conclusão da presente secção, apresenta-se na Tabela 3.9 os parâmetros do solo a utilizar nos cálculos numéricos de determinação das pressões ativas.

Tabela 3.9: Parâmetros dos solos para os cálculos numéricos de determinação das pressões ativas.

MOHR-COULOMB			CAM-CLAY	
PARÂMETROS	SOLO NC	SOLO OC	PARÂMETROS	SOLO NC E OC
$K_0$	0,56	0,98 <sup>i</sup>	$K_0$ <sup>i</sup>	0,56 <sup>ii</sup>
$c'$ (kPa)	0	7,8 ( $c'_p$ )	$M$	1,46 (Triax.); 1,02 (EPD)
$\phi'$ (°)	36 ( $\phi'_c$ )	43,6 ( $\phi'_p$ )	$\kappa$	0,018
$E_0$ (kPa)	96	882	$\lambda$	0,07
$m_E$ (kPa/m)	922	1709	$N$	2,316
$\nu$	0,485	0,3	$\Gamma$	2,28
$\psi$ (°) <sup>iii</sup>	36	43,6	$G$ (kPa)	16700

Cálculos com peso nulo: 0

$\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>)

Cálculos considerando o peso: 18

<sup>i</sup> Este valor de  $K_0$ , único para toda a altura do maciço, é o  $K_0$  no ponto médio do maciço de terras em EPD estudado na secção 3.4 e é apenas necessário para os cálculos do Capítulo 5, em que se considera um maciço de solo com peso (e considera-se  $K_0$  constante em profundidade); nos cálculos sem peso (Capítulo 3 e Capítulo 4) este valor de  $K_0$  não se aplica, já que os cálculos são realizados com os estados de tensão *in-situ* dos 4 pontos da Tabela 3.4 (com  $K_0$  diferentes em cada um dos 4 pontos).



- ii No caso de solo OC modelado pelo CCM, o valor de  $K_0$  apresentado é o inserido no início do cálculo, quando o solo ainda está NC; a sobreconsolidação que o solo sofre posteriormente aumentará o valor de  $K_0$  do solo;
- iii Considera-se lei de fluxo associada.

Na tabela apresentam-se os parâmetros a utilizar nos cálculos com ambos os modelos de comportamento e ambos os estados de solo: normalmente consolidado (NC) e sobreconsolidado (OC). Os parâmetros do modelo CCM (já anteriormente apresentados na secção 3.2) foram utilizados nos cálculos já realizados no presente capítulo, utilizando este modelo de comportamento do solo. Na próxima secção serão realizados cálculos com o modelo MC utilizando os parâmetros desta tabela, e para ambos os cálculos com os modelos MC e CCM são analisadas as pressões ativas.

## 3.6 Comparação das pressões ativas obtidas pelos modelos CCM e MC

Na secção anterior mobilizaram-se as pressões ativas do solo modelado pelo CCM. Na presente secção faz-se o mesmo tipo de cálculos mas utilizando o modelo MC, e comparam-se as pressões ativas obtidas pelos dois modelos, fazendo-se uma análise completa dos resultados obtidos. A designação dos cálculos foi apresentada na Tabela 3.5.

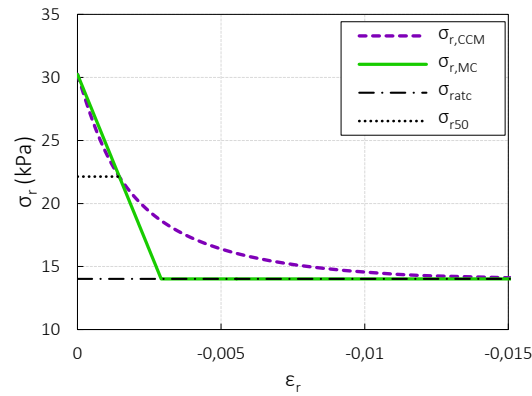
Os parâmetros de solo utilizados são os da Tabela 3.9 (exceto o  $K_0$  para o caso OC) e os estados de tensão *in-situ* do solo são os da Tabela 3.4: para o caso de solo NC aplicam-se os estados de tensão da fase *in-situ* dessa tabela e para o caso de solo OC aplicam-se os estados de tensão da fase de “remoção da sobrecarga” dessa tabela, pois é o estado de tensão que o solo tem nos cálculos com solo OC modelado pelo CCM, imediatamente antes da aplicação do deslocamento.

### 3.6.1 Solo normalmente consolidado

Analisa-se, na Figura 3.24, para um dos casos (cálculo  $T_B^{NC}$ ), a evolução da pressão radial com a extensão radial, para ambos os modelos de comportamento utilizados.

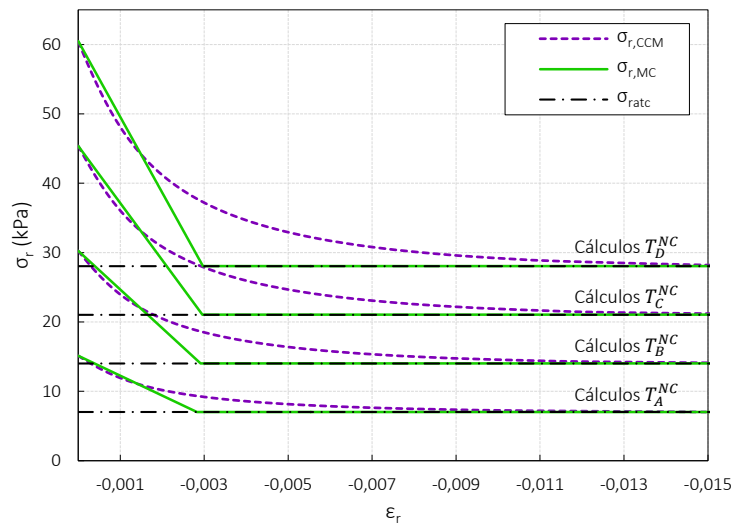
Os valores, no estado crítico, das pressões apresentadas na figura, são comparados com os valores teóricos. Assim, as grandezas comparadas na figura são:

- $\sigma_{r,CCM}$  - pressão radial do cálculo que utiliza o modelo CCM;
- $\sigma_{r,MC}$  - pressão radial do cálculo que utiliza o modelo MC;
- $\sigma_{r50}$  - pressão radial para 50% da variação total de pressão;
- $\sigma_{ratc}$  - pressão radial ativa teórica crítica, calculada pela Equação (3.20).



**Figura 3.24:** Evolução das pressões radiais com a deformação radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, utilizando os modelos MC e CCM. Comparação com o valor teórico. Cálculos  $T_B^{NC}$ .

Pela análise da figura verifica-se que as pressões ativas obtidas nos cálculos numéricos com ambos os modelos são iguais e correspondem ao valor teórico. Pode também confirmar-se que a rigidez do modelo MC (os valores utilizados são os da Tabela 3.7) está bem calculada, pois a trajetória de tensão-deformação deste modelo intersecta a trajetória do modelo CCM para 50% da variação total de tensão ( $\sigma_{r50}$ ). As mesmas conclusões podem ser retiradas dos outros cálculos, como se observa na Figura 3.25. Nesta figura observa-se também que, por causa da utilização deste método “dos 50%”, a rotura no modelo MC é atingida para deformações cerca de 5 vezes menores que a rotura (estado crítico) no modelo CCM. Prevê-se que tal resultará em deslocamentos aplicados ao solo modelado pelo CCM, para determinação do impulso ativo, bastante maiores que os deslocamentos aplicados no caso da utilização do solo modelado pelo MC.



**Figura 3.25:** Evolução das pressões radiais com a extensão radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, no caso normalmente consolidado (cálculos  $T^{NC}$ ), utilizando os modelos CCM e MC. Comparação com os valores teóricos.

Neste trabalho, analisam-se as trajetórias de tensão em dois planos<sup>22</sup>:  $(t, s)$ , cuja envolvente de rotura é dada pelos parâmetros  $a'$  e  $\alpha'$  (Equação (3.40)) e  $(q, p)$ , em que o estado crítico é definido pela LEC (Equação (2.56)). Na Figura 3.26 analisam-se as trajetórias de tensão dos cálculos em estado triaxial, para o caso de solo NC. Dessa análise verifica-se que, para ambos os modelos de comportamento, em estado triaxial, as trajetórias são perfeitamente coincidentes.

Os resultados apresentados são do programa Crisp, sendo os do programa Plaxis bastante semelhantes.

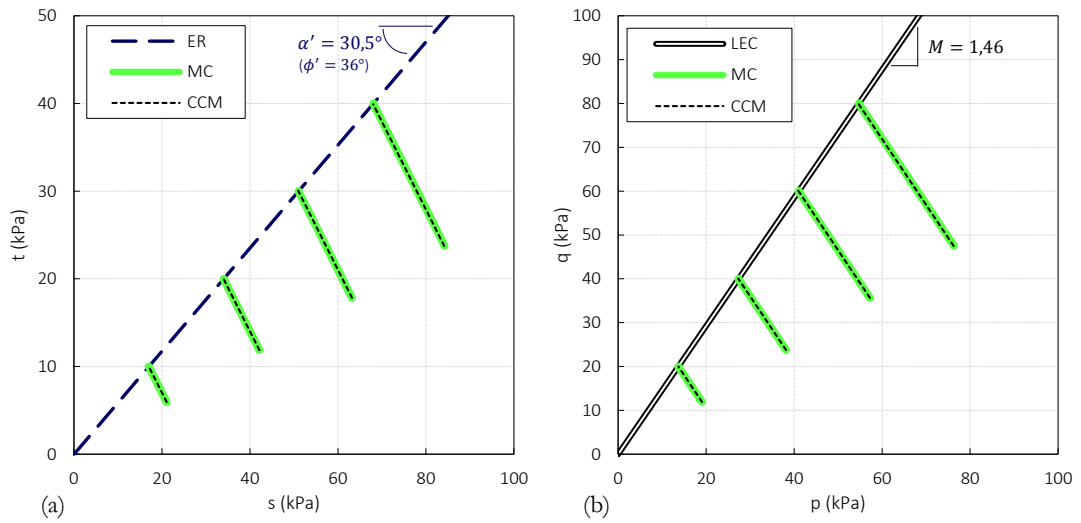


Figura 3.26: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, dos cálculos  $T^{NC}$ , utilizando os modelos CCM e MC.

### 3.6.2 Solo sobreconsolidado

#### 3.6.2.1 Cálculos $T^{OC}$

Os resultados dos cálculos em estado triaxial com solo sobreconsolidado (cálculos  $T^{OC}$ ) são apresentados na Figura 3.27.

As grandezas comparadas na figura são semelhantes às da Figura 3.24, acrescentando-se mais uma grandeza que será referida de seguida. Para o solo modelado pelo MC, foram definidas na secção 3.5 características (apresentadas na Tabela 3.9) que o levam a ter um comportamento semelhante ao do solo sobreconsolidado modelado pelo CCM, no pico. Assim, compara-se, neste caso, a pressão ativa de pico do solo sobreconsolidado modelado pelo CCM (pico de pressão mínima que  $\sigma_{r,CCM}$  apresenta) com a pressão ativa do solo modelado pelo MC, do caso sobreconsolidado ( $\sigma_{r,MC}$  ativa),

<sup>22</sup> Ao longo de todo o trabalho mantém-se constante o rácio de aspeto (ou seja, as escalas dos eixos) dos gráficos dos planos referidos:  $(t, s)$  e  $(q, p)$ . Desta forma, as trajetórias, linhas de rotura e curvas de cedência não ficam distorcidas nuns gráficos em relação às de outros, podendo assim comparar-se mais facilmente.

como apresentado na Figura 3.27. Verifica-se que as pressões referidas são semelhantes. Não são exatamente iguais porque, como foi calculado atrás, a envolvente de rotura do solo modelado pelo MC é a linha de tendência dos pontos de pico das trajetórias do solo modelado pelo CCM, logo é apenas uma aproximação ao pico deste solo. Estas pressões numéricas podem ser comparadas com o seguinte valor teórico:

- $\sigma_{ratp}$  - Pressão radial ativa teórica de pico, calculada pela expressão das pressões ativas de solos coesivos, de Rankine-Résal (Equação (2.26)), que adaptada a este caso fica:

$$\sigma_{ratp} = K_a \sigma_{ax} - 2c' \sqrt{K_a} = \frac{1 - \sin \phi'_p}{1 + \sin \phi'_p} \gamma z - 2c' \sqrt{\frac{1 - \sin \phi'_p}{1 + \sin \phi'_p}} \quad (3.43)$$

Esta expressão utiliza os parâmetros do solo modelado pelo MC para o caso sobreconsolidado (presentes na Tabela 3.9).

Verifica-se que, como esperado, esta pressão corresponde exatamente à pressão ativa do cálculo com o solo modelado pelo MC.

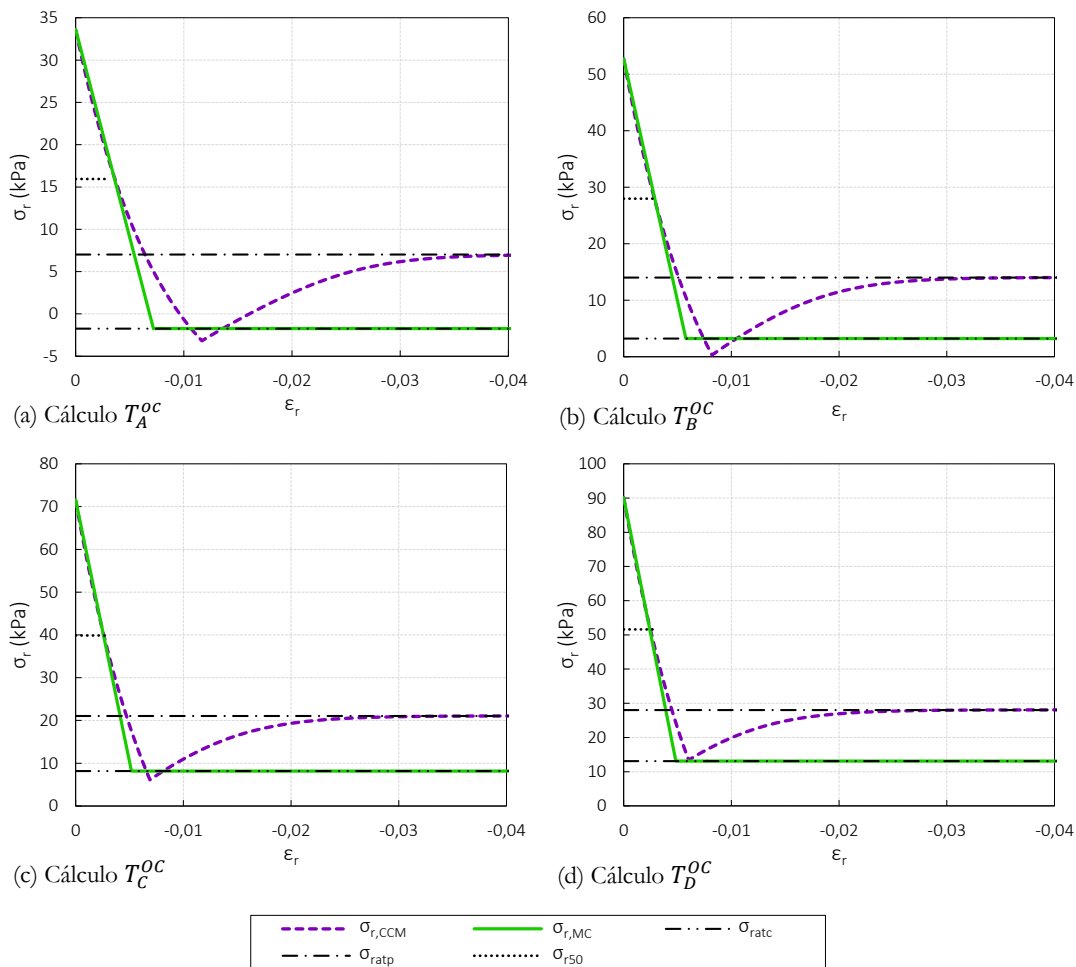
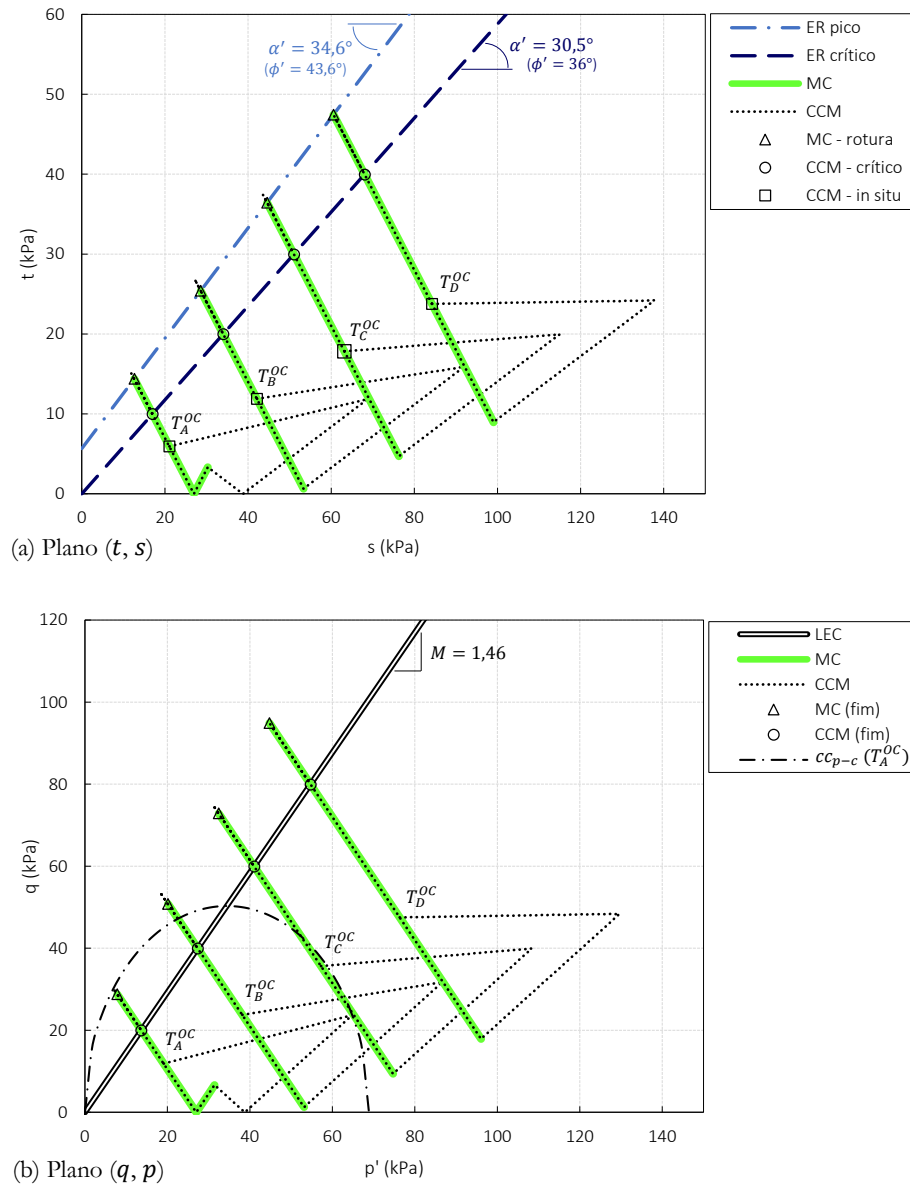


Figura 3.27: Evolução das pressões radiais com a extensão radial, para determinação das pressões ativas em estado triaxial, no caso sobreconsolidado (cálculos  $T^{OC}$ ), utilizando os modelos CCM e MC. Comparação com os valores teóricos.



**Figura 3.28:** Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, dos cálculos  $T^{OC}$ , utilizando os modelos CCM e MC. Comparação do fim das trajetórias com as envolventes de rotura (para o pico e para o estado crítico) e com a LEC.

Também para este caso são analisadas as trajetórias de tensão, na Figura 3.28. Como já foi explicado anteriormente, na análise à Figura 3.12, as trajetórias dos cálculos com o modelo CCM incluem a fase de aumento e diminuição das tensões, levando à sobreconsolidação do solo. Depois vem a fase de aplicação do deslocamento, e aí inicia-se também a trajetória do solo modelado pelo MC (porque as suas tensões iniciais são as do solo modelado pelo CCM, após sobreconsolidação), verificando-se que esta trajetória é coincidente com a do CCM. As trajetórias ultrapassam a ER correspondente a  $\phi' = 36^\circ$ , no plano  $(t, s)$ , e a projeção da LEC, no plano  $(q, p)$ , e atingem um pico. Repare-se que, por causa dos parâmetros do modelo MC não traduzirem perfeitamente o pico do solo modelado pelo CCM, o pico desenvolvido não é exatamente igual nas trajetórias dos cálculos com os dois

modelos de comportamento. As trajetórias dos cálculos com o modelo MC terminam no pico (ao atingirem, no plano  $(t, s)$ , a envolvente de rotura de pico), ao passo que as trajetórias dos cálculos com o modelo CCM invertem aí o sentido e “descem” na mesma direção, até atingirem a ER para o estado crítico ( $\phi' = 36^\circ$ ) e a LEC (respetivamente nos planos  $(t, s)$  e  $(q, p)$ ).

Refira-se que estes cálculos em estado triaxial, para determinação das pressões ativas, foram feitos em ambos os programas Plaxis e Crisp, e os resultados dos dois são bastante semelhantes.

### 3.6.2.2 Análise da pressão horizontal de pico que apresenta valor negativo (cálculo

$T_A^{OC}$ )

Analisa-se agora em particular o cálculo  $T_A^{OC}$ , por causa de um aspeto que se pôde verificar na Figura 3.27a: no pico a pressão horizontal tem valor negativo. Na prática, quando, entre o solo e o paramento, as pressões que se desenvolvem tendem para um valor negativo (tração), aparecem nesse local fendas. Por isso, não é costume considerar pressões negativas sobre estruturas de suporte. Mas de facto desenvolvem-se pressões negativas neste cálculo; isso deve-se à junção de dois aspetos:

- à teoria que rege o modelo de comportamento do solo - o CCM - utilizado neste cálculo, como será explicado de seguida;
- à não consideração, nestes cálculos, de um “objeto” numérico, existente nos programas de cálculo automático, que modela a interação solo-estrutura de suporte, designado por *interface solo-estrutura* ou *junta solo-estrutura*; nesta junta, o desenvolvimento de tensões negativas não é permitido; como neste capítulo não se utiliza estrutura de suporte a junta solo-estrutura não é utilizada (sê-lo-á no Capítulo 5).

Em relação ao primeiro ponto, de facto a teoria do modelo CCM permite o desenvolvimento de pressões horizontais negativas. Isto percebe-se, do ponto de vista teórico, pela forma como é definida, no modelo CCM, a região de estados de pico que se desenvolve nos solos fortemente OC (seus aspetos teóricos foram apresentados na Figura 2.20). Para fazer a análise deste estado de pico, atente-se à Figura 3.28b; nesta incluiu-se a curva de cedência de pré-consolidação deste cálculo,  $cc_{p-c}(T_A^{OC})$ , que define o pico: a trajetória de tensão vai-se desenvolvendo ao longo da aplicação do deslocamento radial (que resulta na diminuição de  $\sigma_r$ , enquanto  $\sigma_{ax}$  se mantém), até que atinge a curva de cedência referida, ficando assim definido um ponto de pico  $(q_p, p_p)$ . A partir deste ponto, pode saber-se a tensão radial mínima admissível, utilizando as expressões de  $q$  e  $p$  para estado triaxial, que foram apresentadas anteriormente, nas Eq. (3.4) e (3.5), e que aqui se repetem:

$$\begin{cases} q = \sigma_{ax} - \sigma_r \\ p = \frac{\sigma_{ax} + 2\sigma_r}{3} \end{cases} \quad (3.44)$$

Daqui resulta um valor negativo de  $\sigma_r$  de pico. A evolução das quatro tensões referidas é apresentada na Figura 3.29, evidenciando-se o valor negativo da tensão radial no pico. Realce-se que, como verificado, o solo pode ter  $q > 0, p > 0$ , e ainda assim ter uma tensão negativa ( $\sigma_r < 0$ , neste caso, na fase de pico).

Representando o estado de tensão no pico, no plano  $(\tau, \sigma)$  (Figura 3.30), para os quatro cálculos com o modelo CCM, percebe-se que a envolvente de rotura no pico, que limita o crescimento das circunferências de Mohr, permite o desenvolvimento de uma tensão principal mínima negativa (tensão radial) no cálculo  $T_A^{OC}$  (a envolvente de rotura de pico foi determinada pela aproximação dos quatro pontos de pico (na secção 3.5.4), e por essa razão as circunferências não são perfeitamente tangentes à envolvente de rotura). No Capítulo 5 analisar-se-á de novo este assunto e tirar-se-ão algumas conclusões em relação à possibilidade de desenvolvimento de tensões negativas no modelo CCM.

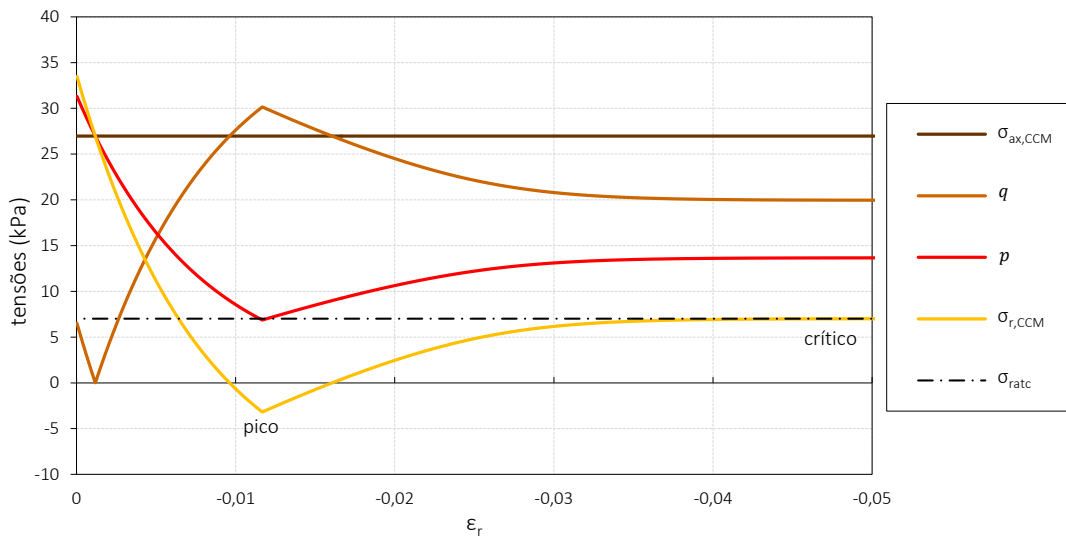


Figura 3.29: Evolução das tensões axial, radial, média e deviatórica do cálculo  $T_A^{OC}$  (a partir da fase de aplicação de deslocamento).

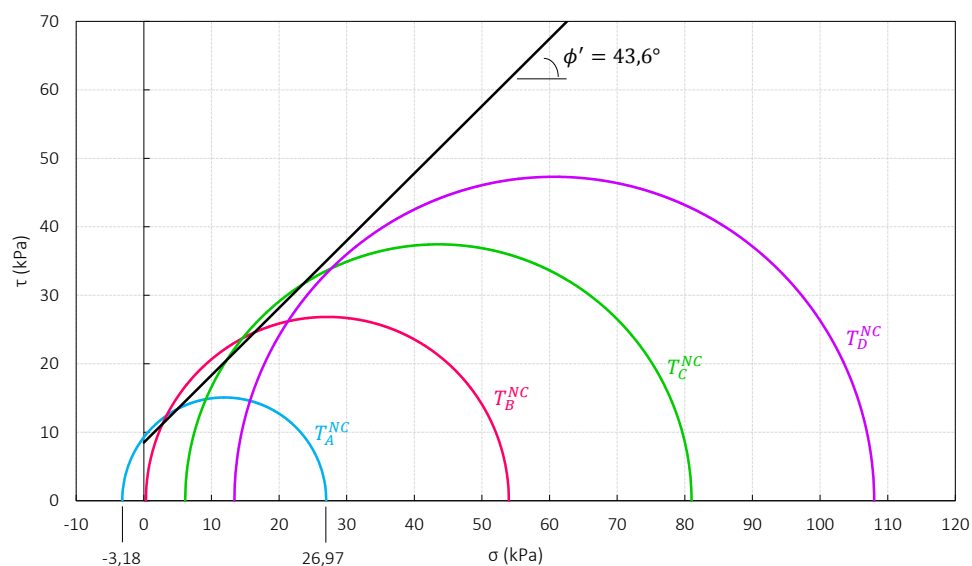


Figura 3.30: Circunferências de Mohr, no plano  $(\tau, \sigma)$ , representativas do estado de tensão no pico dos cálculos  $T^{OC}$ .

### 3.6.2.3 Extrapolação para toda a altura do maciço dos resultados em 4 pontos

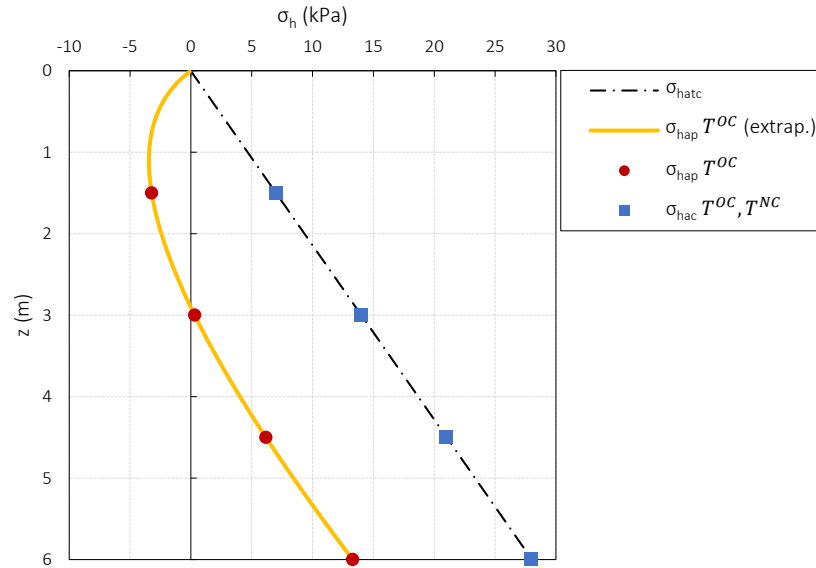
Neste capítulo analisou-se, inicialmente (na secção 3.4), um maciço modelado em EPD que é sobreconsolidado por meio da aplicação e posterior remoção de uma sobrecarga à superfície (Figura 3.7). Depois mobilizaram-se as pressões ativas em 4 pontos a diferentes profundidades deste maciço, mas agora fazendo a modelação em estado triaxial. Para isso fizeram-se cálculos em estado triaxial representativos de cada um destes 4 pontos, aplicando o estado de tensão (apresentado na Tabela 3.4) a que o solo nestes pontos estava sujeito no modelo em EPD (por exemplo, nos vários cálculos com solo sobreconsolidado -  $T_A^{OC}$ ,  $T_B^{OC}$ ,  $T_C^{OC}$  e  $T_D^{OC}$  - o solo foi sujeito a tensões obtidas às profundidades A, B, C e D, respetivamente). Neste primeiro capítulo de cálculos numéricos utilizou-se, então, uma análise em estado triaxial para determinar as pressões ativas num maciço de terras. Estas pressões serão comparadas, nos próximos capítulos, às pressões ativas obtidas em cálculos em EPD com peso nulo e com peso não nulo.

Estas pressões ativas no maciço, obtidas por cálculos em estado triaxial, são apresentadas na Figura 3.31 (sublinhe-se que estes resultados não vêm de novos cálculos; são simplesmente os resultados dos cálculos anteriormente realizados, apresentados de outra forma). Essas pressões são radiais e horizontais, por serem obtidas a partir de cálculos em estado triaxial, mas como se estão a associar ao maciço em EPD (e às várias profundidades deste), referem-se apenas como sendo pressões horizontais. Realce-se que estas pressões ativas não são pressões obtidas em EPD, mas sim em estado triaxial, e simplesmente associadas a várias profundidades de um maciço em EPD. As grandezas apresentadas na figura são as seguintes:

- $\sigma_{hac} T^{OC}, T^{NC}$  - pressões horizontais ativas críticas dos cálculos em estado triaxial, para ambos os estados de solo analisados - NC e OC;



- $\sigma_{hap} T^{OC}$  - pressões horizontais ativas de pico dos cálculos em estado triaxial, utilizando solo sobreconsolidado;
- $\sigma_{hap} T^{OC}$  (extrap.) - pressões horizontais ativas de pico resultantes da extrapolação, para todas as profundidades, dos resultados dos cálculos em estado triaxial (análise feita mais à frente);
- $\sigma_{hatc}$  - pressões horizontais ativas teóricas críticas (Eq. (2.6)).



**Figura 3.31: Pressões horizontais ativas de pico e críticas para as 4 profundidades analisadas do maciço em EPD, obtidas pelos cálculos em estado triaxial. Inclusão de curva de resultados de pico extrapolados para toda a profundidade do solo (não corresponde a uma situação real; é simplesmente a união dos picos em toda a profundidade do maciço).**

As pressões horizontais ativas críticas ( $\sigma_{hac} T^{NC}, T^{OC}$ ), para ambos os estados de solo analisados (NC e OC), correspondem, tal como visto anteriormente, aos valores teóricos ( $\sigma_{hatc}$ ). Sobre as pressões horizontais ativas de pico ( $\sigma_{hap} T^{OC}$ ), repare-se na tal pressão de pico negativa, que vem do cálculo  $T_A^{OC}$ , correspondente à profundidade  $z = 1,5 m$ .

Tendo 4 valores de pressão ativa crítica que correspondem exatamente às teóricas, é razoável deduzir que se fossem realizados cálculos relativos a outras profundidades do solo obter-se-iam também valores de pressão ativa crítica correspondentes exatamente aos teóricos. Em relação às pressões de pico obtidas pelos cálculos, não há valores teóricos com os quais se possam comparar. Mas seria interessante saber a distribuição em altura das pressões no pico, e não apenas daqueles 4 pontos, de uma forma mais simples do que a realização de cálculos numéricos para todas as profundidades. Assim, pode-se tentar perceber se é possível extrapolar, para toda a profundidade do solo, os valores das pressões horizontais de pico nas 4 profundidades analisadas. Ao analisar o comportamento do solo nos cálculos realizados em estado triaxial com solo OC, percebe-se que é possível calcular analiticamente os valores de pressões horizontais de pico para toda a altura do solo. Para isso, tem apenas de

se considerar como pressuposto que as conclusões tiradas da modelação do problema da sobreconsolidação em deformação plana (secção 3.4.5), para os 4 pontos analisados, a diferentes profundidades, são adequadas a toda a altura do solo. Relembrem-se as duas conclusões referidas:

- na fase de carregamento o  $K_0$  varia de forma constante em profundidade, mantendo-se, desta forma, constante em todo o solo;
- no descarregamento, por outro lado, é a variação da tensão horizontal que é constante em profundidade.

Considera-se que é razoável pressupor que estes dois factos acontecem em toda a profundidade do maciço. Assim, podem determinar-se as pressões horizontais, para todo o maciço, nestas duas fases: na fase de aplicação da sobrecarga conhece-se a pressão vertical e o coeficiente de impulso, logo sabe-se a pressão horizontal (pela Equação (2.1)); e como na fase de remoção da sobrecarga a variação da pressão horizontal é constante ficam conhecidas as pressões horizontais e verticais nas 3 fases deste processo<sup>23</sup>. Apresenta-se na Tabela 3.10 as pressões para, como exemplo, um dos cálculos analíticos realizados para obter as pressões horizontais de pico (o exemplo apresentado é do ponto à profundidade de 5 m).

**Tabela 3.10: Resultados do cálculo analítico utilizado para obter a pressão horizontal de pico do ponto para  $z = 5$  m (como exemplo). Cálculo realizado a partir da extrapolação para esta profundidade dos resultados dos cálculos em estado triaxial para os 4 pontos a diferentes profundidades.**

z	TIPO DE PRESSÃO (EM kPA) E $K_0$	FASE				
		<i>In situ</i>	Aplicação da sobrecarga	Remoção da sobrecarga	Pico	Crítico
5 m	$\sigma_h$	50,4	101,6	78,2	8,4	23,4
	$\sigma_v$	90,0	144,0	90,0	90,0	90,0
	$K_0$	0,56	0,71	0,87	0,09	0,26
	$p$	63,6	115,7	82,1	35,6	45,6
	$q$	39,6	42,4	11,8	81,6	66,6

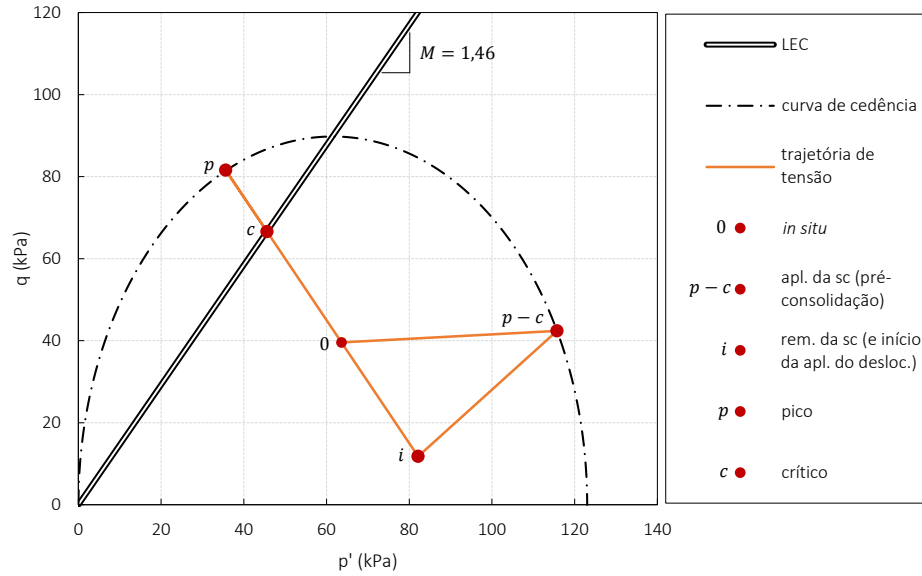
(a sombreado cinza estão os valores - de pressões ou de  $K_0$  - que são calculados simplesmente a partir dos outros valores da mesma fase)

Conhecendo-se os valores das pressões no solo nas 3 primeiras fases, conhecem-se também os respetivos valores de  $p$  e  $q$ , como apresentado na tabela. Está deste modo definida a trajetória de tensão no plano ( $q$ ,  $p$ ) do solo à profundidade de 5 m, até ao ponto em que se inicia a aplicação do deslocamento (radial, pois foi esta a forma como se modelaram os cálculos para os 4 pontos). Esta representação está feita, para o cálculo exemplificativo, na Figura 3.32. A partir deste ponto, a trajetória

<sup>23</sup> Não sendo importante entrar em grandes explicações, refira-se apenas que as pressões horizontais no final da remoção da sobrecarga não alteram o cálculo analítico que se está a apresentar, já que uma pressão horizontal diferente apenas leva o ponto calculado, no plano ( $q$ ,  $p$ ), para outro lugar da trajetória, na fase de aplicação do deslocamento; isto porque nessa fase o que acontece é precisamente uma manutenção da pressão vertical enquanto a horizontal se altera (diminui); ou seja, na verdade a única pressão que é necessário conhecer no final da remoção da sobrecarga é a pressão vertical.

pode ser calculada tendo em conta que na fase de aplicação de deslocamento apenas existe a diminuição da pressão radial; assim, nessa fase a inclinação,  $\Delta q / \Delta p$ , da trajetória, fica:

$$\begin{cases} \Delta q = \Delta \sigma_{ax} - \Delta \sigma_r \\ \Delta p = \frac{\Delta \sigma_{ax} + 2\Delta \sigma_r}{3} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \Delta q = -\Delta \sigma_r \\ \Delta p = \frac{2}{3} \Delta \sigma_r \end{cases} \Rightarrow \frac{\Delta q}{\Delta p} = -1,5 \quad (3.45)$$



**Figura 3.32: Representação no plano  $(q, p)$  do método utilizado para extrapolação, para toda a altura do maciço, dos valores das pressões no pico nos 4 pontos (obtidos por cálculos triaxiais). Apresentação do exemplo do ponto a  $z = 5 \text{ m}$ .**

Finalmente, o pico é definido pela interseção da trajetória referida (da fase de corte - aplicação do deslocamento) com a curva de cedência, definida após a aplicação da sobrecarga no maciço (fase de pré-consolidação). Na Figura 3.32 apresenta-se esta curva de cedência, cuja equação é (a partir da Eq. (2.59)):

$$q = \sqrt{p_c M^2 p - p^2 M^2} \quad (3.46)$$

O ponto de pico está também apresentado na Figura 3.32. Para apresentar a trajetória completa inclui-se também o ponto no estado crítico, calculado pela interseção das equações da trajetória de tensões e da LEC. Percebe-se que a forma da trajetória é semelhante à obtida nos 4 cálculos realizados em estado triaxial, com solo OC modelado pelo CCM (Figura 3.14b). Tendo os valores de  $q$  e  $p$ , obtêm-se facilmente, pelo sistema de equações (3.44), os valores de pressões verticais e horizontais no pico e no estado crítico (incluídos na Tabela 3.10).

Este método, em que se extrapolaram os resultados dos 4 pontos a diferentes profundidades e dos 4 cálculos em estado triaxial correspondentes ( $T^{OC}$ ), aqui descrito e apresentado na Figura 3.32 e na Tabela 3.10 para o exemplo de solo à profundidade  $z = 5 \text{ m}$ , é realizado para toda a altura do

maciço. As pressões horizontais ativas no pico para toda a altura do maciço ( $\sigma_{hap}^{T^{OC}}$  (extrap.)) obtidas estão também na Figura 3.31. Verifica-se que as pressões de pico resultantes dos 4 cálculos  $T^{OC}$  estão sobre a curva das pressões obtidas por extrapolação ( $\sigma_{hap}^{T^{OC}}$  (extrap.)), o que confirma o correto cálculo das pressões desta curva. Para comparações futuras, esta curva representa as pressões horizontais ativas de pico dos cálculos em estado triaxial (mas realce-se que esta curva não corresponde a uma situação real; é simplesmente a união dos picos às várias profundidades).

## Capítulo 4

# Pressões ativas em estado plano de deformação com peso nulo

### 4.1 Introdução

Passa-se, neste capítulo, à análise em estado plano de deformação (EPD). Ao contrário do estado triaxial, em que na direção horizontal (radial) as tensões eram todas iguais, neste estado as tensões cartesianas podem ser todas diferentes. O referencial adotado está representado na Figura 4.1. A direção  $z$  é vertical; a direção  $x$  é horizontal e é aquela em que é aplicado o deslocamento; a direção  $y$  também é horizontal e é a direção “para fora do plano”. O plano onde a análise é feita é, portanto, o plano  $x - z$ . O EPD é caracterizado pelo impedimento de deformações na direção para fora desse plano (direção  $y$ ). Como a análise em EPD se faz naquele plano, em vez de tensões nas direções  $x$  e  $z$  é comum designar as tensões nessas direções simplesmente como tensões horizontal e vertical ( $h$  e  $v$  na Figura 4.1), exceto nas situações em que seja necessário analisar a tensão na direção para fora do plano, sendo que nesse caso utilizar-se-á o referencial  $(x, y, z)$ .

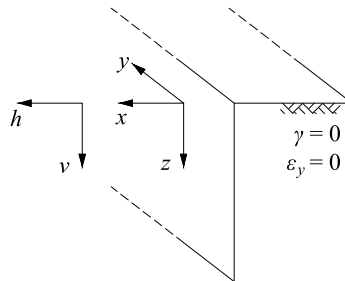
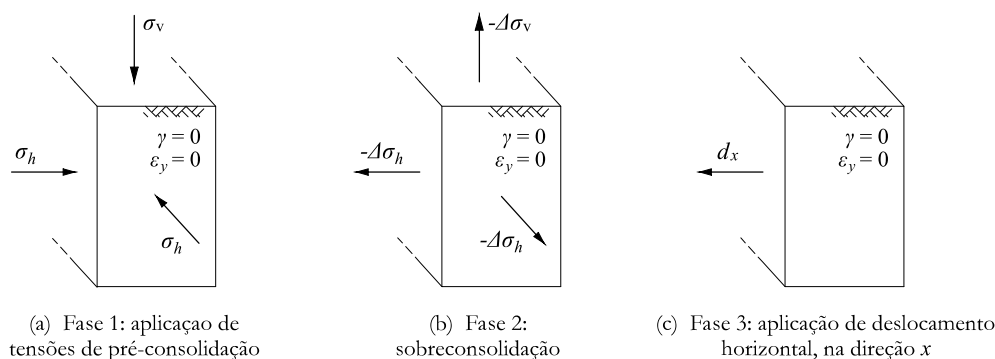


Figura 4.1: A análise em estado plano de deformação. Referenciais utilizados.

O EPD é usado na modelação de problemas que se aproximam a uma secção transversal de duas dimensões de um prisma infinitamente longo e homogêneo. Como exemplo de problemas desses

tem-se os muros de suporte de terras, as sapatas corridas, as escavações longas e os aterros para estradas, sendo que este estado de deformação é provavelmente o mais utilizado nos programas de cálculo automático (Woods & Rahim, 2007). No EPD é razoável assumir que no terreno, antes da construção da obra geotécnica, a tensão no plano horizontal é uniforme ( $\sigma_x = \sigma_y$ ). Por outro lado, durante os cálculos numéricos tem-se, normalmente, que  $\sigma_x \neq \sigma_y$ . Neste estado de deformação os impulsos são dados por unidade de comprimento na direção para fora do plano.

A diferença fundamental na modelação numérica em relação ao capítulo anterior é o estado de deformação. Assim, as tensões aplicadas, verticais e horizontais, no caso normalmente consolidado (NC) e no caso sobreconsolidado (OC), são as mesmas que no capítulo anterior: são as tensões do cálculo em EPD de um maciço de solo com peso, modelado com o modelo Cam-Clay Modificado (CCM), que foi sobreconsolidado (modelação feita na secção 3.4; tensões da Tabela 3.4). Na análise com solo OC modelado pelo CCM, a aplicação das tensões referidas (como exemplificado nas fases 1 e 2 da Figura 4.2) provoca a sobreconsolidação do solo. Tal como no capítulo anterior, para a análise com solo NC aplicam-se apenas as tensões *in-situ*. Depois, para ambos os estados do solo, aplica-se um deslocamento na direção horizontal  $x$ , com sentido “para fora do solo”, até serem atingidas as pressões ativas (fase 3 da Figura 4.2).



**Figura 4.2: Fases dos cálculos em EPD, com peso do solo nulo, para o caso de utilização de solo OC modelado pelo CCM (fases após estado de tensão *in situ*). Aplicação das tensões do maciço em EPD com peso, sujeito a sobreconsolidação<sup>24</sup>.**

O solo utilizado nesta análise é o mesmo do capítulo anterior, cujos parâmetros para ambos os modelos Mohr-Coulomb (MC) e Cam-Clay Modificado (CCM) foram apresentados na Tabela 3.9. A diferença nos parâmetros, em relação à análise em estado triaxial, está no valor de  $M$ . Para esse parâmetro tem de se utilizar o valor adequado para as análises em EPD, como referido na secção 3.2.

<sup>24</sup> Na verdade, nos cálculos em EPD apenas é possível aplicar diretamente tensões e deformações no plano  $x - z$ , sendo que na direção fora desse plano – direção  $y$  – as tensões nas fases 1 e 2 da Figura 4.2 não se aplicam diretamente; mas nos cálculos constata-se que as tensões desenvolvidas nessa direção correspondem às pretendidas (da Tabela 3.4); isto dever-se-á a neste caso estarem a ser realizadas, na fase de sobreconsolidação do solo, análises idênticas (mas para profundidades específicas) àquela onde se obtêm as tensões de sobreconsolidação (esquema da análise na Figura 3.6 e tensões na Tabela 3.4): ambas em EPD, com o mesmo solo modelado pelo CCM e com tensões aplicadas nas direções  $x$  e  $z$  iguais nos dois casos, sendo que daqui só podem resultar tensões na direção  $y$  semelhantes nos dois casos, que é o que se verifica.

Para simplificar a análise e poder compará-la mais corretamente com a do Capítulo 3, não se considera, tal como foi feito nesse capítulo, o efeito do peso do solo; ou seja, considera-se  $\gamma = 0$ . E esse aspeto leva também a que possam ser utilizados, nos programas numéricos, os mesmos modelos de elementos finitos do capítulo anterior (Figura 3.2) (mudando-se, nestes programas, apenas o tipo de análise, de axissimétrico para EPD). Sublinhe-se que os apoios utilizados são móveis.

No presente capítulo faz-se uma análise sucinta utilizando os mesmos valores dos parâmetros do solo do capítulo anterior, em estado triaxial, para confirmar que o valor do parâmetro  $M$  utilizado em estado triaxial não é adequado às análises em estado plano de deformação. Realiza-se depois uma segunda análise utilizando  $M_{EPD}$ . Os cálculos realizados serão designados segundo apresentado na Tabela 4.1. Ambos os programas – Plaxis e Crisp – são utilizados neste capítulo.

**Tabela 4.1: Cálculos realizados em EPD, com peso nulo. Para cada tipo de cálculos apresentado na tabela realizam-se cálculos em ambos os modelos MC e CCM e em ambos os programas Plaxis e Crisp.**

CÁLCULOS	DESCRIÇÃO
$P_A^{NC}, P_B^{NC}, P_C^{NC}, P_D^{NC}$	Cálculos em EPD com peso nulo, com solo normalmente consolidado, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras utilizado na modelação do problema da sobreconsolidação (feita na secção 3.4)
$P_A^{OC}, P_B^{OC}, P_C^{OC}, P_D^{OC}$	Cálculos em EPD com peso nulo, com solo sobreconsolidado, sujeito aos estados de tensão dos pontos A, B, C ou D do maciço de terras utilizado na modelação do problema da sobreconsolidação (feita na secção 3.4)

## 4.2 Solo normalmente consolidado

### 4.2.1 Comparação da utilização de $M_{CT}$ e $M_{EPD}$

A análise em EPD inicia-se com um cálculo com o modelo CCM utilizando o valor de  $M$  para estado de compressão triaxial, como definido na secção 3.2, de modo a confirmar e evidenciar a sua inadequabilidade. Faz-se a comparação com um cálculo com o  $M$  adequado ao EPD. Relembrem-se os valores obtidos e apresentados na Tabela 3.9:  $M_{CT} = 1,46$  e  $M_{EPD} = 1,02$ , que equivalem a um  $\phi'$  de  $36^\circ$ . Em EPD, o ângulo de resistência ao corte,  $\phi'$ , é calculado a partir de  $M$  pela Equação (3.12). Assim, os valores de  $M$  referidos, 1,46 e 1,02, correspondem em EDP a, respetivamente,  $\phi' = 57^\circ$  e  $\phi' = 36^\circ$ . Podem assim comparar-se as pressões horizontais ativas resultantes dos cálculos com as pressões horizontais ativas teóricas. Os resultados são apresentados na Figura 4.3. As grandezas presentes na figura são:

- $\sigma_{h,CCM (M=1,02)}$  - pressão horizontal do cálculo com solo modelado pelo CCM e com  $M = 1,02$ ;
- $\sigma_{h,CCM (M=1,46)}$  - pressão horizontal do cálculo com solo modelado pelo CCM e com  $M = 1,46$ ;

- $\sigma_{hatc}(\phi'=36^\circ)$  - pressão horizontal ativa teórica crítica, de um solo com  $\phi' = 36^\circ$ , calculada pela Teoria de Rankine (Eq. (2.6), que aqui se repete):

$$\sigma_{hatc} = K_a \sigma_v = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \gamma z = \frac{1 - \sin 36^\circ}{1 + \sin 36^\circ} \gamma z \quad (4.1)$$

- $\sigma_{hatc}(\phi'=57^\circ)$  - pressão horizontal ativa teórica crítica, calculada também pela Equação (4.1), mas utilizando  $\phi' = 57^\circ$ .

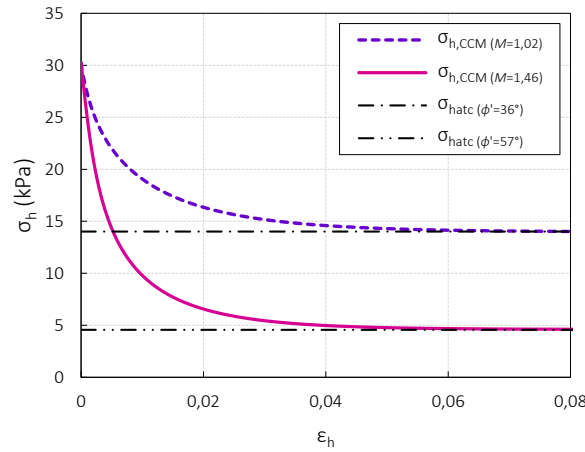


Figura 4.3: Evolução da pressão horizontal, para comparação da pressão ativa, em EPD, de dois cálculos utilizando o modelo CCM: com  $M_{EPD}$  e com  $M_{CT}$ . Comparação com valores teóricos. Cálculos  $P_B^{NC}$ .

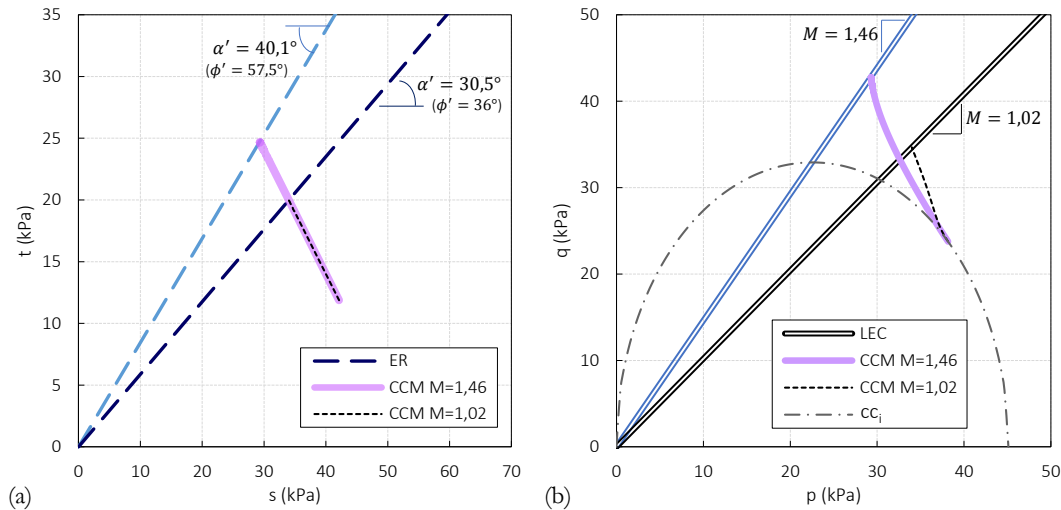


Figura 4.4: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, de dois cálculos utilizando o modelo CCM com  $M_{EPD}$  e  $M_{CT}$ . Cálculos  $P_B^{NC}$ .

Os resultados, apresentados na Figura 4.3, mostram que os cálculos com os dois valores de  $M$  levam a pressões ativas bastante diferentes. Mostra-se assim que a utilização, para cálculo do  $M$ , da Equação (3.7), referente ao estado triaxial, resulta numa sobrevalorização muito grande da resistência



do solo, concluindo-se que, para utilização do modelo CCM em cálculos em EPD, é completamente inadequada a utilização da referida equação. Os restantes cálculos deste capítulo utilizam o valor de inclinação da LEC correto:  $M = 1,02$ . Para completar esta análise, apresentam-se na Figura 4.4 as trajetórias de tensão destes dois cálculos, verificando-se a diferença nas LEC e nas ER atingidas por cada trajetórias.

A deformação do solo nos cálculos em EPD com peso nulo é apresentada na Figura 4.5. Os modelos apresentados na figura são do cálculo  $P_B^{NC}$  com solo modelado pelo CCM, mas a forma das malhas deformadas é semelhante em todos os cálculos do presente capítulo.

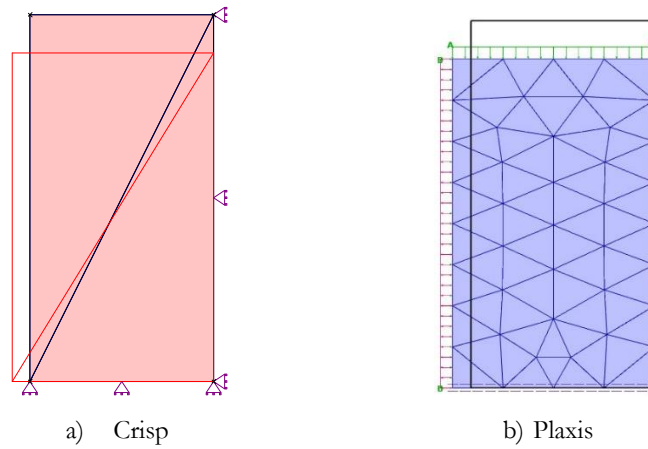


Figura 4.5: Representação da deformação do solo nos modelos de elementos finitos dos dois programas, num cálculo em EPD com peso nulo (cálculo  $P_B^{NC}$  com solo modelado pelo CCM), após a aplicação do deslocamento horizontal (5 cm, neste caso; modelo com 50 cm de largura; deformações em escala real).

#### 4.2.2 Comparação de cálculo em estado triaxial e em EPD ( $T^{NC}$ e $P^{NC}$ ). Análise da pressão intermédia.

A razão referida na secção 3.2 para que, para um mesmo solo, o valor de  $M$  difira consoante a análise seja feita em estado triaxial ou em EPD, tem que ver com a consideração da tensão intermédia ( $\sigma_2$ ) na expressão do  $M$ . Lembra-se que  $M = q/p$  (Equação (2.56)) e  $q$  e  $p$  dependem das três tensões principais da seguinte forma (já referidas anteriormente: Eq. (2.46) e (2.47)):

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (4.2)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad (4.3)$$

Em estado de triaxial, a tensão intermédia é igual à tensão mínima, levando a que as Eq. (4.2) e (4.3) se simplifiquem para as Eq. (3.4) e (3.5); mas em EPD esta tensão intermédia é diferente das

outras tensões principais e tem de facto um valor entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Tal pode verificar-se na Figura 4.6, onde se apresentam curvas de tensão-deformação para um cálculo em estado triaxial ( $T_B^{NC}$ ) e outro em EPD ( $P_B^{NC}$ ). Nesta figura, as grandezas comparadas são:

- $\sigma_{x,P}$ ,  $\sigma_{y,P}$  e  $\sigma_{z,P}$  - pressões nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  do cálculo em EPD; estas são pressões principais:  $\sigma_3$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_1$ , respetivamente;
- $\sigma_{r,T}$  e  $\sigma_{ax,T}$  - pressões nas direções radial e axial do cálculo em estado triaxial; estas são pressões principais:  $\sigma_3$  e  $\sigma_1$ , respetivamente;
- $\sigma_{hatc}$  - pressão horizontal ativa teórica crítica, calculada pela Equação (4.1).

Como se verifica na figura, as tensões verticais -  $\sigma_{ax}$  no estado triaxial e  $\sigma_z$  no EPD – são as tensões principais máximas ( $\sigma_1$ ) e mantêm-se constantes. A tensão principal mínima ( $\sigma_3$ ) é  $\sigma_r$  no estado triaxial e a  $\sigma_x$  no EPD (referida na Figura 4.3 como tensão horizontal). Como referido, a diferença, em termos de tensões no estado crítico, está na tensão intermédia, que é  $\sigma_y$  no EPD e de certa forma pode dizer-se que é  $\sigma_r$  no estado triaxial, e como se observa tomam valores bastante diferentes. Isto leva a que  $M_{CT} \neq M_{EPD}$ .

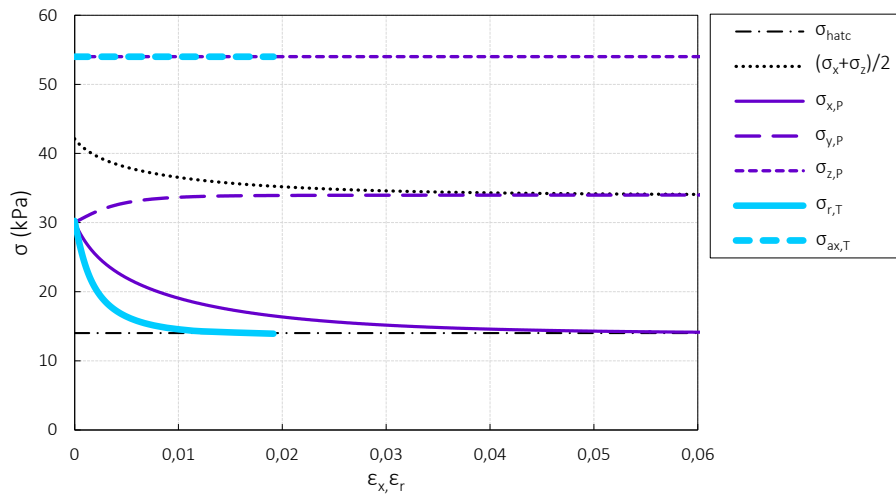


Figura 4.6: Curvas de tensão-deformação nas direções principais, com solo NC modelado pelo CCM. Comparação de análises em estado triaxial (cálculos  $T_B^{NC}$ ) e em EPD (cálculos  $P_B^{NC}$ ), com peso nulo.

Em relação à tensão intermédia, uma outra conclusão pode ser tirada, a partir das equações referidas por Potts & Ganendra (1991), apresentadas na secção 3.4.2 e que aqui se relembra:

$$\sin \phi' = \frac{\frac{M}{\sqrt{3}} \cos \theta}{1 - \frac{M}{3} \sin \theta} \quad (4.4)$$

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left( \frac{2b - 1}{\sqrt{3}} \right) \quad (4.5)$$

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (4.6)$$

Potts & Gens (1984) referem que em EPD tem-se  $\theta = 0^\circ$ , resultando, da Equação (4.5),  $b = 0,5$ . Assim, pela Equação (4.6), em EPD, no estado crítico do modelo CCM, tem-se:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (4.7)$$

Ou seja, no estado crítico a tensão intermédia é a média das outras duas tensões principais, a máxima e a mínima. Tal pode ser confirmado na Figura 4.6, onde se verifica que  $\sigma_2$  (que é a tensão na direção  $y$ ) e a média de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (que correspondem às tensões vertical e horizontal, respetivamente) se aproximam gradualmente ao longo da aplicação do deslocamento, até que, quando é atingido o estado crítico,  $\sigma_2$  é exatamente a média de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ .

Ainda relativamente à Figura 4.6, refira-se também a diferença na forma das curvas de  $\sigma_r$  e  $\sigma_x$  (respetivamente dos cálculos  $T_B^{NC}$  e  $P_B^{NC}$ ); verifica-se que o solo em estado triaxial apresenta maior rigidez à deformação radial do que a rigidez à deformação horizontal, na direção  $x$  (direção onde é aplicado o deslocamento), em EPD. A razão prende-se também com a direção  $y$ , já que em EPD não são permitidas deformações nessa direção, ao passo que em estado triaxial a deformação imposta (deformação radial) é igual em todas as direções horizontais. Desta forma um incremento de deformação na direção radial (em estado triaxial) provoca uma maior diminuição de tensão radial que um mesmo incremento de deformação na direção  $x$  (em EPD) provoca em tensão nessa direção.

### 4.2.3 Cálculos $P^{NC}$ : comparação dos resultados com os modelos MC e CCM

A evolução da pressão horizontal do cálculo  $P_B^{NC}$  com o modelo CCM pode ser comparada com a evolução da mesma tensão do cálculo com o modelo MC (Figura 4.7). Nesta figura, além de  $\sigma_{hatc}$ , comparam-se as seguintes grandezas:

- $\sigma_{h,P(CCM)}$  e  $\sigma_{h,P(MC)}$  - pressões horizontais do cálculo em EPD ( $P_B^{NC}$ ), utilizando respetivamente os modelos CCM e MC;
- $\sigma_{r,T(CCM)}$  e  $\sigma_{r,T(MC)}$  - pressões radiais do cálculo em estado triaxial ( $T_B^{NC}$ ), utilizando respetivamente os modelos CCM e MC;
- $\sigma_{50}$  - pressão a 50% da variação total de pressão.

Como se observa na figura, as pressões ativas dos cálculos coincidem com o valor teórico. Mas a figura mostra também a questão, já referida, da comparação da inclinação das curvas da análise em EPD e da análise em estado triaxial. No Capítulo 3 calcularam-se valores de  $E$  para o modelo MC de modo a que as curvas de tensão-deformação dos cálculos com este modelo intersetassem as curvas dos cálculos com o modelo CCM para 50% da tensão de corte máxima,  $\sigma_{50}$  (isso pode confirmar-se

de novo nas curvas referentes ao estado triaxial -  $\sigma_{r,T}$  – da Figura 4.7). Mas, como se vê, na análise em EPD tal não acontece: a curva  $\sigma_{h,P} (MC)$  não intersesta a curva  $\sigma_{h,P} (CCM)$  para  $\sigma_{50}$ . Pode-se dizer que, em EPD, utilizar para o solo modelado por MC os valores de  $E$  obtidos em estado triaxial, resulta num solo modelado pelo MC com mais rigidez que o solo modelado pelo CCM. Como já foi referido, isto deve-se à presença, em EPD, de uma tensão intermédia que em estado triaxial não existe. Ou seja, o estado de deformação é diferente em estado triaxial e EPD, já que no primeiro o deslocamento aplicado é radial, havendo portanto uma deformação igual em todas as direções horizontais; por sua vez, em EPD o deslocamento é aplicado apenas numa direção horizontal, ao passo que na outra as deformações não são permitidas. Logo, na análise da Figura 4.7, em que se compara a evolução da pressão na direção principal mínima com a deformação nessa direção, está-se a comparar deformações diferentes: radial em estado triaxial e na direção  $x$  em EPD. É essa a razão da diferença de inclinação das retas (fase elástica) dos cálculos com o modelo MC ( $\sigma_{r,T} (MC)$  e  $\sigma_{h,P} (MC)$ ). Mas verifica-se que a diferença nas curvas dos cálculos com o modelo CCM, em estado triaxial e EPD (curvas  $\sigma_{r,T} (CCM)$  e  $\sigma_{h,P} (CCM)$ ), é bastante maior que a dos cálculos com o modelo MC, o que sugere que a diferença não se deve apenas a estarem a ser comparadas deformações diferentes, mas também, provavelmente, a uma diminuição de rigidez do solo modelado pelo CCM, na passagem de cálculo em estado triaxial para EPD.

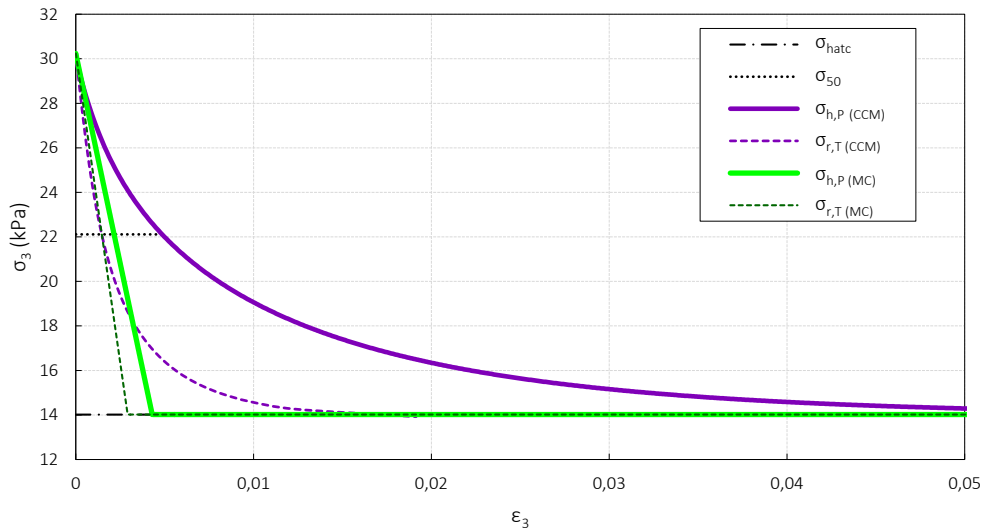


Figura 4.7: Evolução das pressões na direção principal mínima, para determinação das pressões ativas em EPD com peso nulo, utilizando os modelos MC e CCM (cálculos  $P_B^{NC}$ ). Comparação com os resultados em estado triaxial ( $T_B^{NC}$ ) e com o valor teórico. Verificação da adequação do  $E_{50}$  aplicado no modelo MC.

Na Figura 4.8 apresenta-se a evolução das pressões nas direções principais. As grandezas nela apresentadas são as seguintes:

- $\sigma_{x,MC}$ ,  $\sigma_{y,MC}$  e  $\sigma_{z,MC}$  – pressões nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  do cálculo em EPD ( $P_B^{NC}$ ), utilizando o modelo MC; estas são pressões principais:  $\sigma_3$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_1$ , respetivamente;

- $\sigma_{x,CCM}$ ,  $\sigma_{y,CCM}$  e  $\sigma_{z,CCM}$  - pressões nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  do cálculo em EPD ( $P_B^{NC}$ ), utilizando o modelo CCM; estas são pressões principais:  $\sigma_3$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_1$ , respetivamente;
- $\sigma_{xatc}$  - pressão ativa teórica crítica na direção  $x$  (uma das direções horizontais), calculada pela Equação (4.1); esta é a pressão principal mínima.

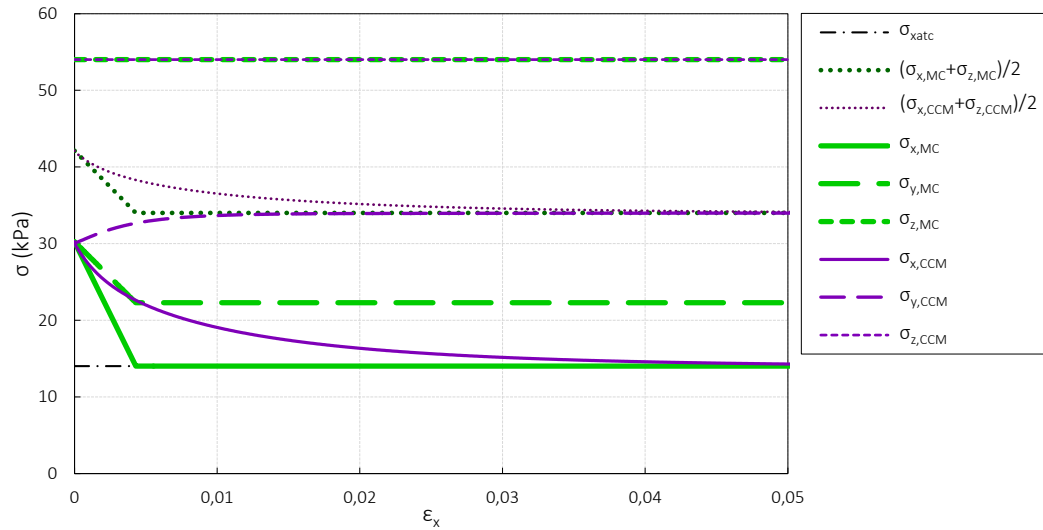


Figura 4.8: Evolução das pressões cartesianas (e também principais), em EPD com peso nulo, utilizando os modelos MC e CCM (cálculos  $P_B^{NC}$ ). Comparação da pressão na direção  $y$  nos solos modelados pelo MC e pelo CCM.

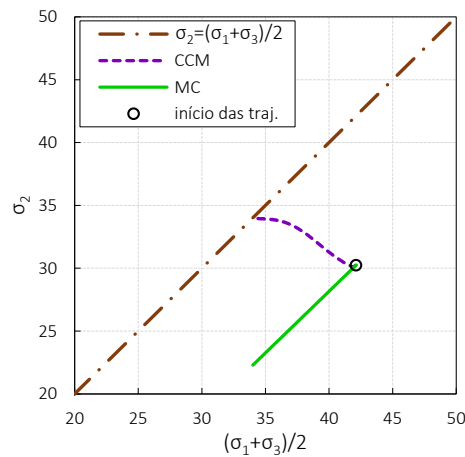


Figura 4.9: Comparação da tensão principal intermédia com a média das tensões principais máxima e mínima, ao longo da aplicação do deslocamento, para solo normalmente consolidado com peso nulo, modelado com o CCM e o MC (cálculos  $P_B^{NC}$ ).

Verifica-se que, no estado último (rotura), as tensões máximas e mínimas (na direção  $x$  e  $z$ ) são iguais para ambos os cálculos com solo modelado por MC e CCM. Mas a tensão intermédia (na direção  $y$ ) atinge valores diferentes nos casos dos dois modelos de comportamento utilizados. A dife-

rença, na utilização dos dois modelos de comportamento, na variação da tensão intermédia, está evidenciada na Figura 4.9, onde se verifica que apenas utilizando o modelo CCM a tensão intermédia atinge, no final da sua trajetória, a média das tensões máxima e mínima (aspeto referido na secção anterior).

Depois de analisado pormenorizadamente o cálculo  $P_B^{NC}$ , apresenta-se, na Figura 4.10, a evolução das pressões horizontais, ao longo da aplicação do deslocamento, para os 8 cálculos  $P^{NC}$ , com solo modelado por CCM e MC, verificando-se que todos coincidem com os valores teóricos.

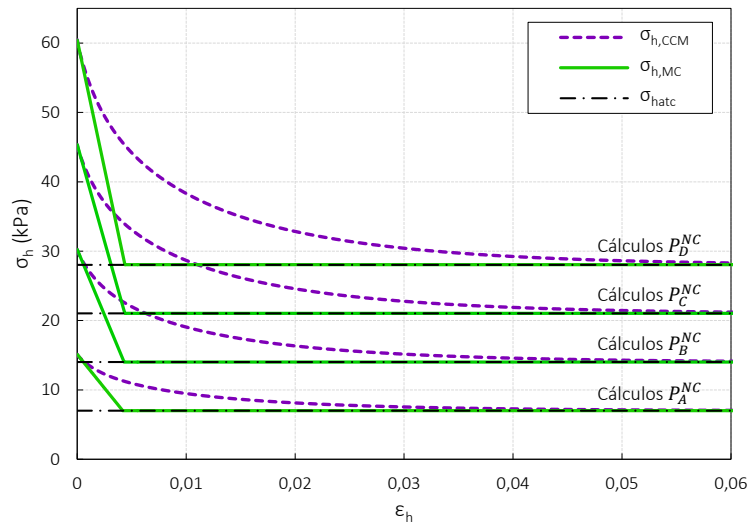


Figura 4.10: Evolução das pressões horizontais, para determinação das pressões ativas em EPD com peso nulo, utilizando os modelos CCM e MC (cálculos  $P^{NC}$ ). Comparação com os valores teóricos.

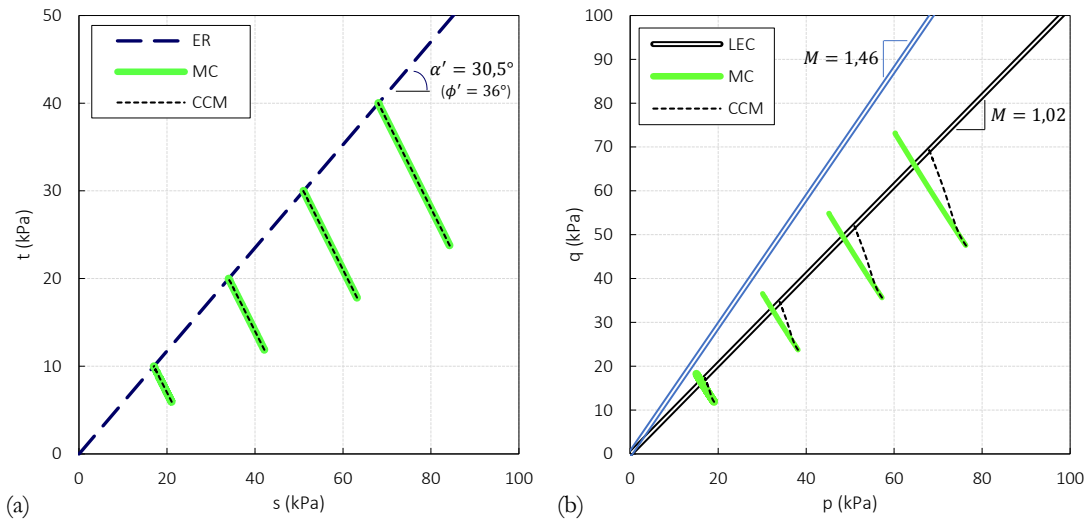


Figura 4.11: Trajetórias de tensão, em dois planos diferentes, dos cálculos  $P^{NC}$ , utilizando os modelos CCM e MC. Comparação do fim das trajetórias com a envolvente de rotura (ER) e com duas LEC.

Em relação às trajetórias de tensão, apresentadas na Figura 4.11, verifica-se que no plano das tensões  $t$  e  $s$ , que dependem apenas das tensões principais máxima e mínima, as trajetórias de ambos os solos modelados por CCM e MC atingem a ER. Por outro lado, no plano das tensões  $q$  e  $p$ , dependentes das 3 tensões principais, as trajetórias do solo modelado por MC terminam acima da LEC definida por  $M = 1,02$  (apresenta-se, na figura, a LEC para  $M = 1,46$ , simplesmente para demonstrar que as trajetórias do solo modelado por MC, apesar de terminarem acima da LEC correta para o EPD (com  $M = 1,02$ ), também não terminam numa LEC com  $M$  adequado para estado triaxial, algo que não faria sentido). Como se viu na Figura 4.8, as tensões principais máximas e mínimas são iguais para os cálculos com os dois modelos de comportamento, mas a tensão intermédia difere. Por essa razão, as trajetórias no plano  $(q, p)$  para os cálculos com os dois modelos não podem ser iguais, percebendo-se então que em EPD a LEC, definida com o parâmetro  $M$  adequado para o modelo CCM neste tipo de análise, não define a chegada à rotura do solo modelado por MC. A rotura no modelo MC é sempre definida por um  $\phi'$  e  $c'$  (ou, no plano  $(t, s)$ , por um  $\alpha'$  e um  $a'$ ), que dependem apenas das tensões máxima e mínima, logo utilizar um plano (o plano  $(q, p)$ ) que é definido pelas 3 tensões principais, apenas leva as trajetórias do solo modelado por MC a terminar na LEC quando a tensão intermédia é igual à do caso modelado pelo CCM; o que apenas acontece em estado triaxial.

É pela razão referida no parágrafo anterior que se utilizam dois planos de tensão para a análise das trajetórias de tensão dos cálculos efetuados. O plano  $(t, s)$  seria suficiente para definir a chegada à rotura de todos os cálculos, como se verifica na Figura 4.11a - para a análise em EPD - e como se verificou, por exemplo, na Figura 3.26a - para análise em estado triaxial; mas decide-se manter a análise no plano  $(q, p)$  de todos os cálculos com solo modelado pelo CCM por ser um plano típico de análise de trajetórias de tensão deste modelo de comportamento do solo.

#### 4.2.4 Comparação dos resultados com o Plaxis e o Crisp

Neste capítulo não se fez, até aqui, nenhuma referência aos programas de cálculo utilizados, o Plaxis e o Crisp, apesar de terem sido ambos utilizados em todos os cálculos. Isto deveu-se à semelhança, tal como tinha acontecido na análise feita em estado triaxial (Capítulo 3), nos resultados com os dois programas, nos cálculos em EPD com peso nulo, utilizando quer o modelo CCM, quer o modelo MC. Assim, faz-se agora, na Figura 4.12, a comparação dos resultados com os dois programas, para apenas um caso exemplificativo da semelhança dos resultados: a evolução das pressões do cálculo  $p_B^{NC}$ .

Existe apenas um aspeto, em relação ao programa Plaxis, que deve ser referido. O cálculo inicia-se com o solo no estado *in situ*; nesse estado, as pressões horizontais -  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  - têm o mesmo valor (que se relaciona com  $\sigma_z$  pelo  $K_0$ ). Mas, enquanto no Crisp o utilizador indica diretamente o valor das tensões *in situ*, no Plaxis as pressões *in situ* são originadas pelo chamado  $K_0$  procedure. O  $K_0$  procedure utiliza o valor de  $K_0$  introduzido pelo utilizador e faz  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ ; ou, em termos de tensões cartesianas:  $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z$ . Acontece que, como o peso é nulo, na fase *in situ* a tensão vertical é nula, e consequentemente as horizontais também. E, tentando aplicar posteriormente as tensões *in situ*

ao solo, nas suas fronteiras, na direção  $x$  e  $z$ , resulta  $\sigma_x \neq \sigma_y$ , pois a última é calculada pelo programa. Como no Plaxis, na fase *in situ* do cálculo, não é possível aplicar tensões ao solo, apenas se conseguiu resolver o problema pela consideração de uma camada de solo sobrejacente ao solo a analisar, camada esta com altura e peso volúmico tais que a carga que esta aplica ao solo a analisar é a desejada no cálculo. Nesta fase tem-se  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$  e assim as pressões horizontais, nas duas direções, são as desejadas.

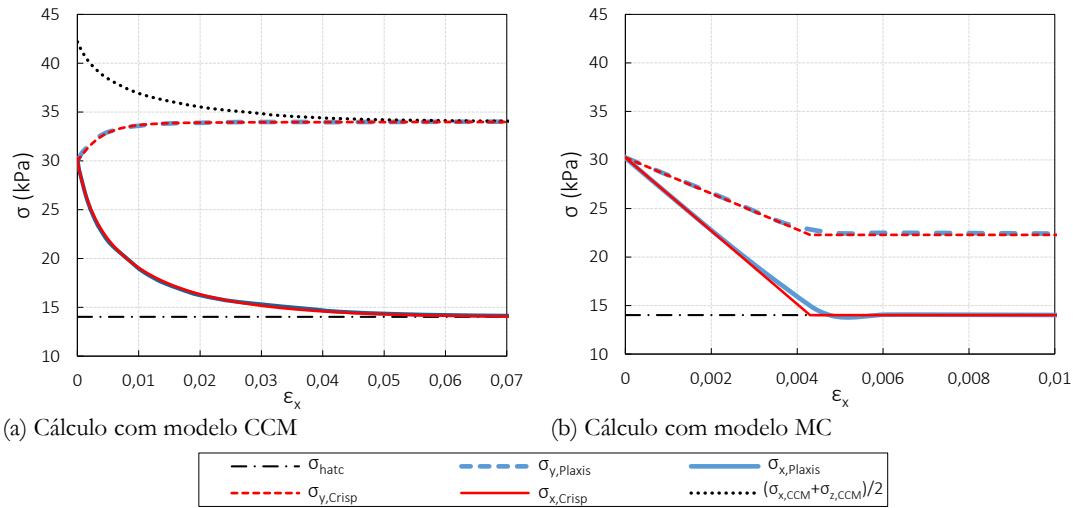


Figura 4.12: Comparação da evolução das pressões nas direções  $x$  e  $y$  (direções horizontais) nos cálculos com os programas Plaxis e Crisp (utilizando os modelos CCM e MC). Cálculos  $P_B^{NC}$ .

### 4.3 Solo sobreconsolidado

#### 4.3.1 Cálculos $P_B^{OC}$ : comparação dos resultados com os modelos MC e CCM e com os cálculos em estado triaxial

Analisa-se primeiro apenas um dos cálculos realizados em EPD ( $P_B^{OC}$ ) com solo sobreconsolidado (OC), modelado com o CCM, observando a evolução da pressão horizontal ( $\sigma_{h,P}$ ) ao longo de todo o cálculo (Figura 4.13). Observa-se o aumento da pressão na fase de pré-consolidação do solo e a diminuição na fase de sobreconsolidação. Depois é aplicado o deslocamento e a pressão horizontal continua a diminuir até atingir um pico mínimo e depois aumenta até estabilizar no estado crítico (atingindo o valor teórico  $\sigma_{hatc}$ , obtido também pela Equação (4.1)).

Compara-se essa evolução da pressão horizontal com a do cálculo análogo em estado triaxial ( $\sigma_{h,T}$ ), verificando-se que existem diferenças ao nível das deformações que o solo sofre na fase de pré-consolidação e também alguma diferença na fase de aplicação do deslocamento. Estas diferenças podem ser compreendidas tendo em conta a diferença no estado de deformação entre os dois casos: deformação na direção  $y$  é impedida em EPD – cálculo  $P_B^{OC}$ , ao contrário do cálculo  $T_B^{OC}$ , realizado em estado triaxial; o cálculo do modelo da Figura 3.7, donde se obtiveram as tensões que são utilizadas



nestes dois cálculos que aqui se comparam -  $T_B^{OC}$  e  $P_B^{OC}$ , também foi realizado em EPD, daí que as deformações nas fases iniciais do cálculo em estado triaxial sejam esquisitas.

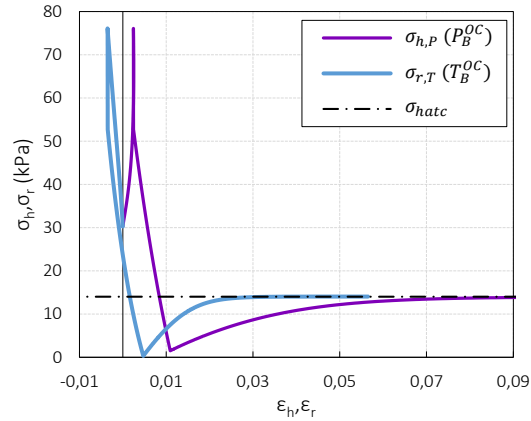


Figura 4.13: Evolução da pressão horizontal de um cálculo em EPD utilizando o modelo CCM (cálculo  $P_B^{OC}$ ), desde o início do cálculo – incluindo fase de sobreconsolidação do solo. Comparação com o cálculo correspondente em estado triaxial ( $T_B^{OC}$ , considerando que a deformação é positiva).

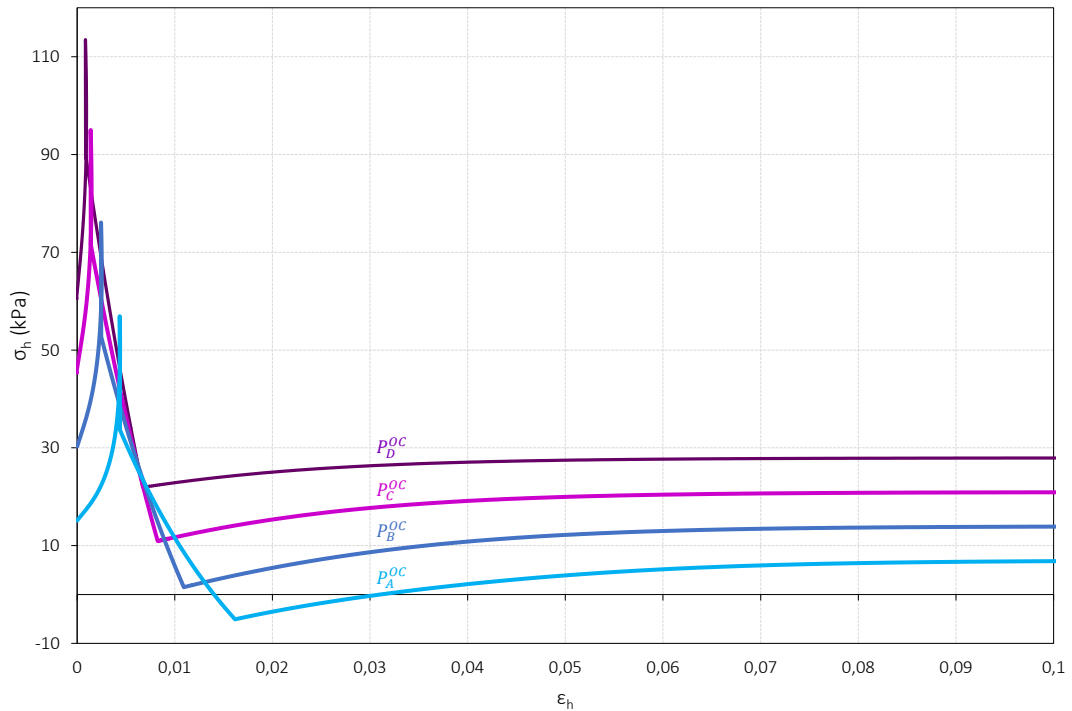


Figura 4.14: Evolução das pressões horizontais com a deformação horizontal dos cálculos em EPD, no caso sobreconsolidado (cálculos  $P^{OC}$ ), utilizando o modelo CCM. Determinação das pressões ativas de pico e críticas.

Analisa-se agora as pressões horizontais nos vários cálculos  $P^{OC}$  com solo modelado pelo CCM (Figura 4.14). Para os 4 cálculos, observa-se a descida da pressão até ao valor de pico e depois a

subida das pressões, até estabilizarem nos valores críticos, maiores para os cálculos dos solos sujeitos a maiores pressões verticais.

As pressões apresentadas, relativas aos cálculos com solo modelado pelo CCM, são agora comparadas com as do solo modelado pelo MC (Figura 4.15), com valores teóricos e também com o mesmo tipo de cálculos mas realizados em estado triaxial (cálculos apresentados no Capítulo 3). Refira-se que a gama de pressões apresentada nos gráficos é fixa, para melhor comparação dos 4 gráficos, e que, por conveniência de apresentação, a gama escolhida exclui os resultados iniciais de alguns cálculos. As grandezas apresentadas na figura são as seguintes (as pressões são horizontais, em EPD, e radiais, em compressão triaxial (CT); mas como ambas são pressões principais mínimas, são apresentadas dessa forma, para simplificar):

- $\sigma_{3,P (CCM)}$  e  $\sigma_{3,P (MC)}$  - pressões principais mínimas dos cálculos em EPD utilizando, respetivamente, os modelos CCM e MC;
- $\sigma_{3,T (CCM)}$  e  $\sigma_{3,T (MC)}$  - pressões principais mínimas dos cálculos em estado triaxial utilizando, respetivamente, os modelos CCM e MC;
- $\sigma_{3atc}$  - pressão principal mínima ativa teórica crítica, obtida pela Equação (4.1);
- $\sigma_{3atp}$  - pressão principal mínima ativa teórica de pico, obtida pela expressão das pressões ativas de solos coesivos de Rankine-Résal (Equação (2.26)):

$$\sigma_{3atp} = K_a \sigma_1 - 2c' \sqrt{K_a} = \frac{1 - \sin \phi'_p}{1 + \sin \phi'_p} \gamma z - 2c' \sqrt{\frac{1 - \sin \phi'_p}{1 + \sin \phi'_p}} \quad (4.8)$$

Nesta expressão utilizam-se os parâmetros do solo modelado pelo MC para o caso sobreconsolidado, presentes na Tabela 3.9.

Analisando a figura verifica-se que as pressões provenientes dos cálculos com o modelo CCM coincidem, no estado crítico, com os valores teóricos ( $\sigma_{3atc}$ ), mas o cálculo feito em estado triaxial atinge esse estado para menores deformações do que o cálculo feito em EPD (devido, como já referido, ao impedimento, em EPD, de deformações na direção para fora do plano). Nos cálculos com o modelo MC, o solo, cuja resistência representa a resistência no pico dos cálculos com o modelo CCM em estado triaxial, atinge a rotura também para os valores teóricos ( $\sigma_{3atp}$ ). Verifica-se também que a fase elástica (que é a primeira fase da trajetória apresentada, até ser atingido o pico nos cálculos com o modelo CCM e a rotura nos cálculos com o modelo MC) é semelhante nos cálculos com o modelo CCM e com o modelo MC, devido à determinação, no capítulo anterior, dos parâmetros  $E$  e  $\nu$  a partir dos resultados dos cálculos com o modelo CCM.

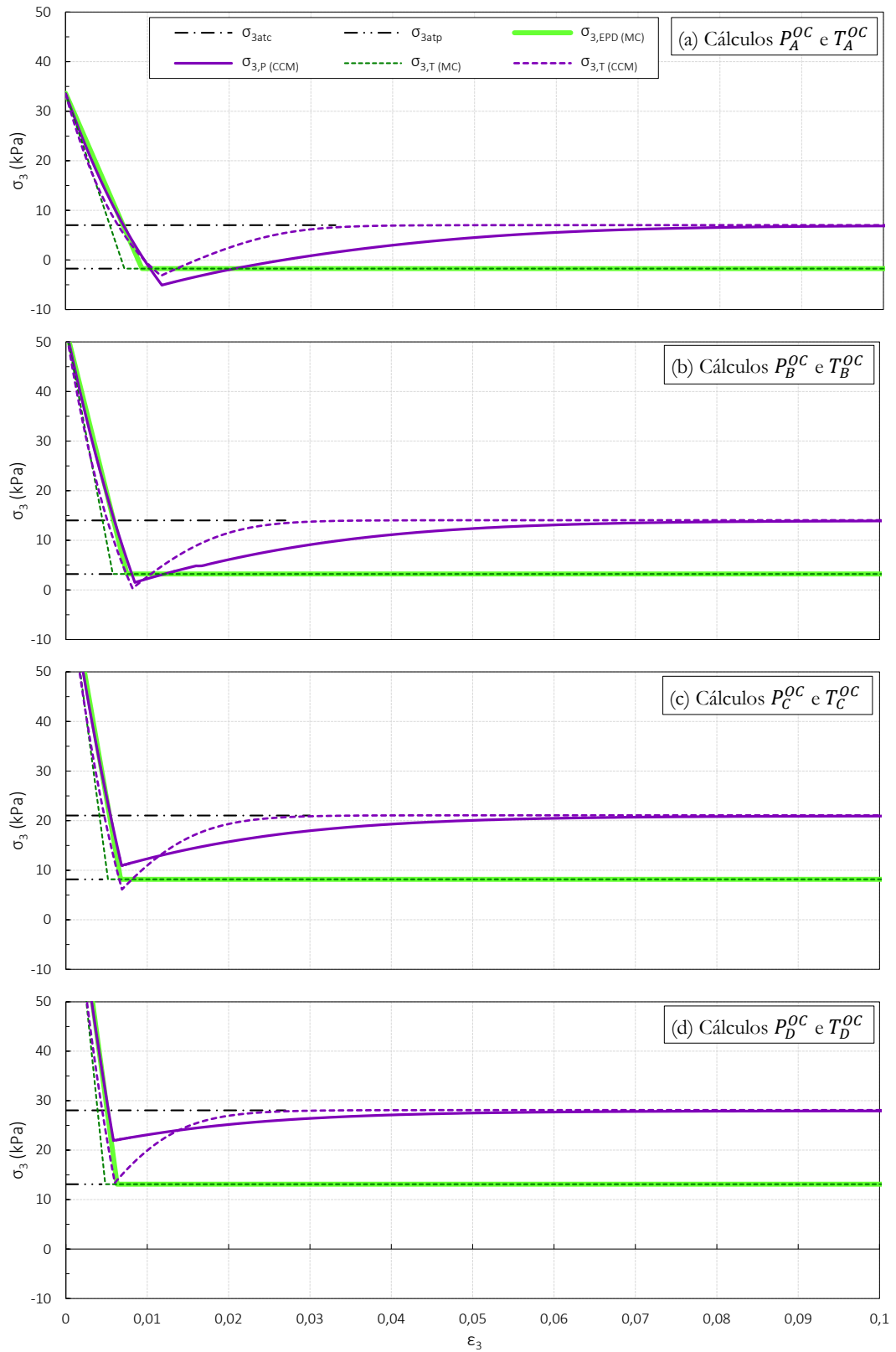


Figura 4.15: Evolução das pressões na direção principal mínima, com foco nas pressões ativas (de pico e críticas), dos cálculos com solo sobreconsolidado, realizados em EPD (cálculos  $P^{OC}$ ), utilizando os modelos CCM e MC. Comparação com as pressões dos cálculos em estado triaxial (considerando deformação positiva) e com os valores teóricos.

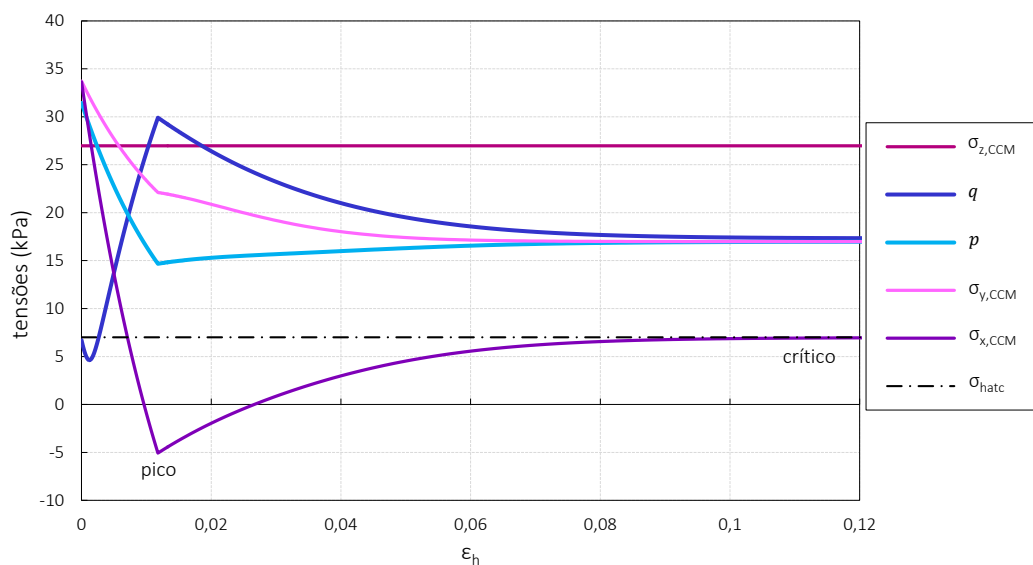


Figura 4.16: Evolução das tensões nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  e das tensões média e deviatórica do cálculo  $P_A^{OC}$  (a partir da fase de aplicação de deslocamento). Evidência de tensão negativa na direção  $x$ , no pico.

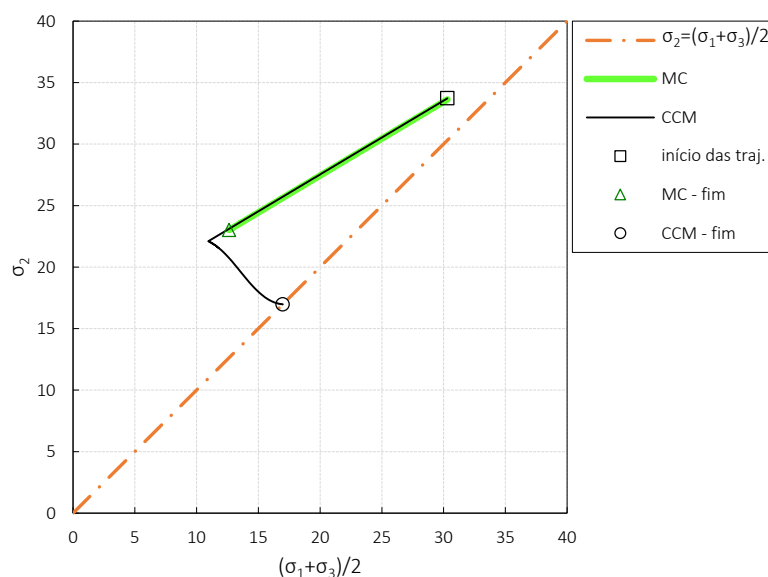


Figura 4.17: Comparação da variação da tensão principal intermédia com a média das tensões principais máxima e mínima, para solo sobreconsolidado modelado com CCM e MC (cálculos  $P_A^{OC}$ , a partir da fase de aplicação de deslocamento).

Por fim, refira-se que nos cálculos com as tensões do ponto A (cálculos  $P_A^{OC}$  e  $T_A^{OC}$ ) a pressão no pico é negativa. Esta questão já foi analisada para o caso triaxial, na secção 3.6.2.2, verificando-se que acontece também para EPD. Para compreender a razão apresenta-se, na Figura 4.16, a evolução das tensões principais  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  e das tensões  $q$  e  $p$ . O pico, no CCM, define-se como o ponto de tensão deviatórica máxima. Nesse momento, a tensão média ( $p$ ) atinge um mínimo. Sabendo-se, então,

quanto valem esses dois parâmetros, pode saber-se, a partir das equações (4.2) e (4.3), os valores da tensão mínima e da tensão intermédia, já que a tensão máxima tem valor constante. Isto permite à pressão na direção  $x$  atingir um valor negativo no pico, como se observa na figura.

Na Figura 4.17 compara-se de novo, agora para o caso de utilização de solo OC, a variação da tensão principal intermédia com a média das tensões principais máxima e mínima (para um cálculo exemplificativo:  $P_A^{OC}$ ). Conclui-se que até um certo momento, correspondente ao pico, a tensão intermédia afasta-se da média das outras duas, mas após este momento começa a aproximar-se até que, no estado crítico,  $\sigma_2$  corresponde exatamente à média de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (veja-se também a variação desta tensão na Figura 4.16).

### 4.3.2 O pico nos cálculos $P^{OC}$ com o modelo CCM

Existe um aspeto observado na Figura 4.15 que merece uma análise mais cuidada: o valor da pressão horizontal dos cálculos em EPD com o modelo CCM, na fase de pico. Efetivamente, verifica-se, nos cálculos  $P_A^{OC}$  e  $P_C^{OC}$ , principalmente, no cálculo  $P_D^{OC}$ , uma diferença considerável entre este valor de pressão de pico e o valor de pressão de pico dos cálculos em estado triaxial correspondentes. A diferença existe também em relação ao valor de pressão ativa do cálculo com o modelo MC (e a  $\sigma_{hatp}$ ), pois esta pressão é semelhante à pressão de pico do cálculo com o modelo CCM em estado triaxial. Para compreender esta diferença analisam-se de seguida as trajetórias de tensão. Começa-se por analisar as trajetórias dos cálculos com o modelo CCM no plano  $(q, p)$ , como apresentado na Figura 4.18, onde se observam os picos atingidos e a posterior descida da trajetória até à LEC.

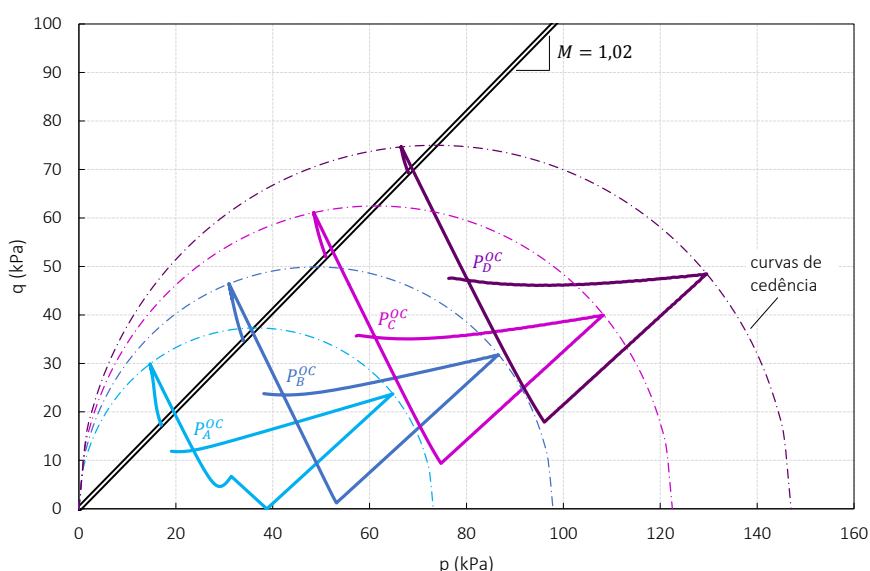


Figura 4.18: Trajetórias de tensão, no plano  $(q, p)$ , dos cálculos  $P^{OC}$  com o modelo CCM.

Como esta questão das pressões horizontais de pico observadas na Figura 4.15 terá que ver com a passagem de uma análise em estado triaxial para uma análise em EPD, comparam-se, na Figura 4.19, as trajetórias em EPD e em estado triaxial, para os vários cálculos. Observa-se que as trajetórias terminam nas LEC respectivas (em que o  $M$  destas LEC são os que foram introduzidos nos parâmetros do solo dos cálculos referidos); ou seja, as trajetórias terminam em pontos diferentes, como seria de esperar. E verifica-se que os picos são também atingidos em locais bastante diferentes, o que se compreende dado que as curvas de cedência ( $cc_{p-c}$ ) dependem de  $M$ , como se pôde observar na Equação (2.59); isto torna as curvas de cedência significativamente diferentes, como se observa na figura. Ou seja, os valores de  $q$  de pico, para os cálculos  $P_C^{OC}$  e  $T_C^{OC}$ , são significativamente diferentes. E se os valores de  $p$  e  $q$  no estado crítico, para ambos os cálculos em estado triaxial e EPD, levam a valores de pressão horizontal iguais, os valores no pico não levarão. Para chegar a essa conclusão, faz-se de seguida a análise no plano  $(t, s)$ .

Ainda sobre a análise no plano  $(q, p)$ , constata-se pela Figura 4.18 que nos cálculos realizados em EPD o pico é menos acentuado quanto menor o OCR (o OCR do solo é decrescente do cálculo  $P_A^{OC}$  para o cálculo  $P_D^{OC}$ , como se apresentou na última coluna da Tabela 3.4). Atentando à Figura 4.19, verifica-se que nos cálculos realizados em estado triaxial esse facto parece já não acontecer.

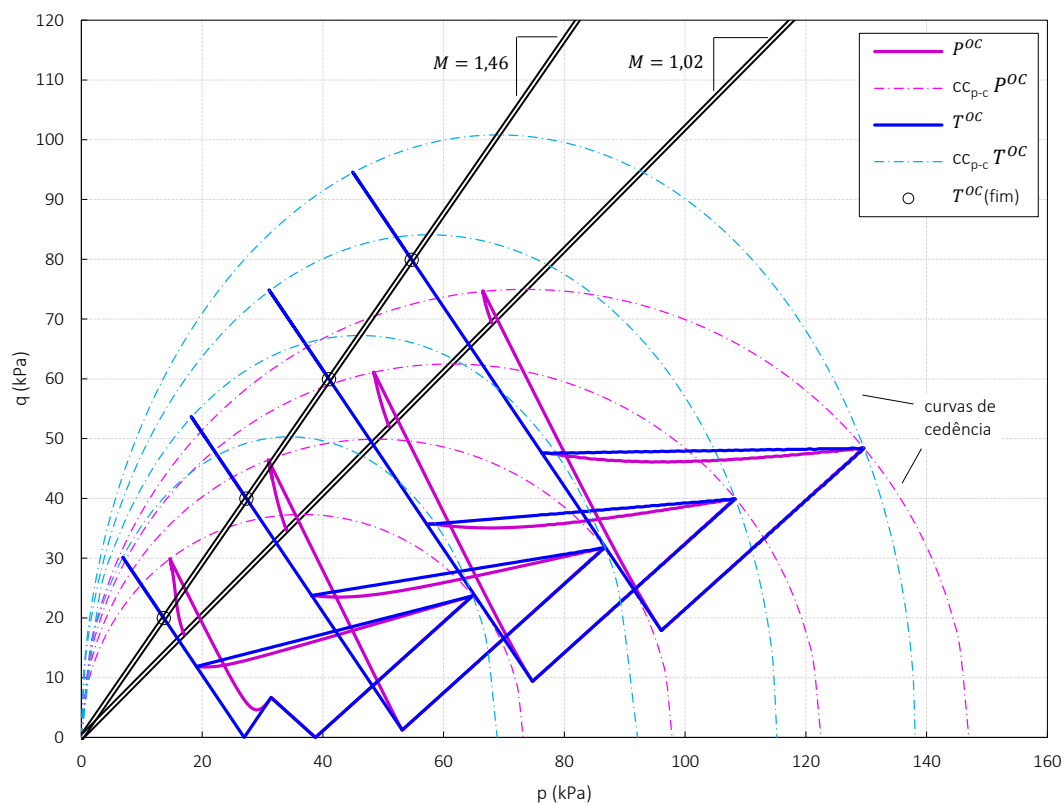


Figura 4.19: Comparação das trajetórias de tensão, no plano  $(q, p)$ , dos cálculos em estado triaxial e EPD.

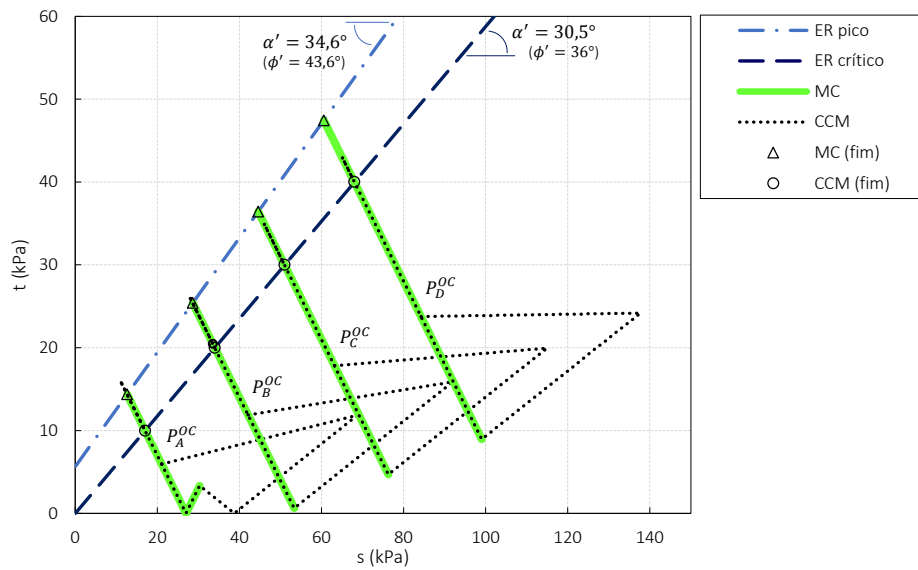


Figura 4.20: Comparação das trajetórias de tensão, no plano  $(q, p)$ , dos cálculos  $P^{OC}$  com os modelos MC e CCM. Evidência da diferença no pico.

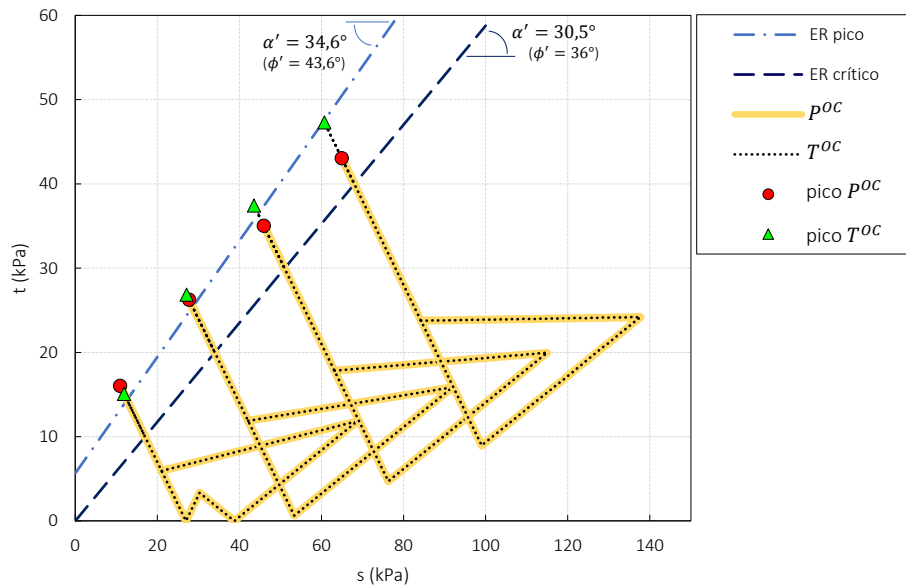


Figura 4.21: Comparação das trajetórias de tensão, no plano  $(t, s)$ , dos cálculos  $P^{OC}$  e  $T^{OC}$  com o modelo CCM. Evidência da diferença no pico.

Na Figura 4.15 percebeu-se que as pressões horizontais no pico, do cálculo com o modelo CCM, eram um pouco diferentes das ativas do cálculo com o modelo MC que representa o pico (e também com a tensão ativa teórica de pico). Assim, comparando, na Figura 4.20, o pico que as trajetórias de tensão destes dois tipos de cálculo atingem, no plano  $(t, s)$ , pode perceber-se a razão das pressões horizontais serem diferentes: os picos atingidos pelas trajetórias MC e CCM são um pouco diferentes. Observa-se que esta diferença no pico é maior no cálculo  $P_D^{OC}$ , que corresponde ao cálculo que tem maior diferença nas pressões horizontais no pico (as da Figura 4.15d).

Utilizando quer o modelo MC quer o modelo CCM, a mudança de análise em estado triaxial para EPD não altera as pressões na rotura, como se pode constatar comparando por exemplo a Figura 3.27 com a Figura 4.15 (caso de solo OC). Ressalvando que para a utilização do modelo CCM se tem de mudar o valor de  $M$ . A única diferença está no pico, utilizando o modelo CCM (o único que permite o desenvolvimento de um pico para solos com um certo grau de sobreconsolidação). Assim, pode comparar-se as trajetórias no pico também entre os cálculos com o modelo CCM, para estado triaxial e EPD (Figura 4.21). Os pontos de pico dos cálculos em estado triaxial ( $T^{OC}$ ) são obviamente semelhantes à envolvente de rotura de pico, devido à forma como esta foi calculada (secção 3.5.4). Por sua vez, apenas um dos pontos de pico dos cálculos em EDP ( $P^{OC}$ ) é coincidente com o ponto de pico do cálculo correspondente em estado triaxial; todos os outros são um pouco diferentes, principalmente o do cálculo para maiores tensões ( $P_D^{OC}$ ), precisamente aquele que apresenta maior diferença na pressão horizontal de pico para o cálculo em estado triaxial correspondente.

Como conclusão a esta análise do pico nos cálculos em EDP refira-se que a mudança feita no valor de  $M$  utilizado em estado triaxial, para se utilizar na análise em EPD e obter pressões horizontais no estado crítico corretas, altera também as curvas de cedência (que definem o pico), já que  $M$  é um parâmetro definidor destas curvas; esta mudança altera as curvas de cedência de forma tal que o pico alcançado resulta em pressões horizontais no pico diferentes das da análise em estado triaxial.

Apresenta-se agora, na Figura 4.22, a variação em altura das pressões ativas, para os 4 pontos analisados em EPD (a mesma análise foi feita, para os cálculos em estado triaxial, na Figura 3.31). Isso é feito pela associação das pressões de cada cálculo à profundidade, no maciço modelado em EPD com peso não nulo da Figura 3.7, a que está o ponto a que se refere cada cálculo (e onde foi analisado o estado de tensão, que depois foi aplicado nos cálculos do presente capítulo).

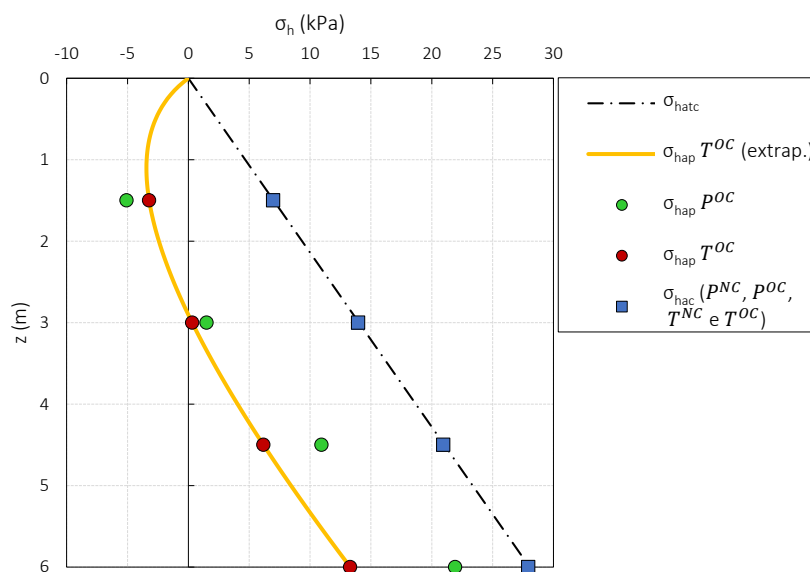


Figura 4.22: Pressões horizontais ativas de pico e críticas, para as 4 profundidades (do maciço em EPD com peso) analisadas, obtidas pelos cálculos em EPD com peso nulo. Comparação com as pressões obtidas pelos cálculos estado triaxial (Capítulo 3).



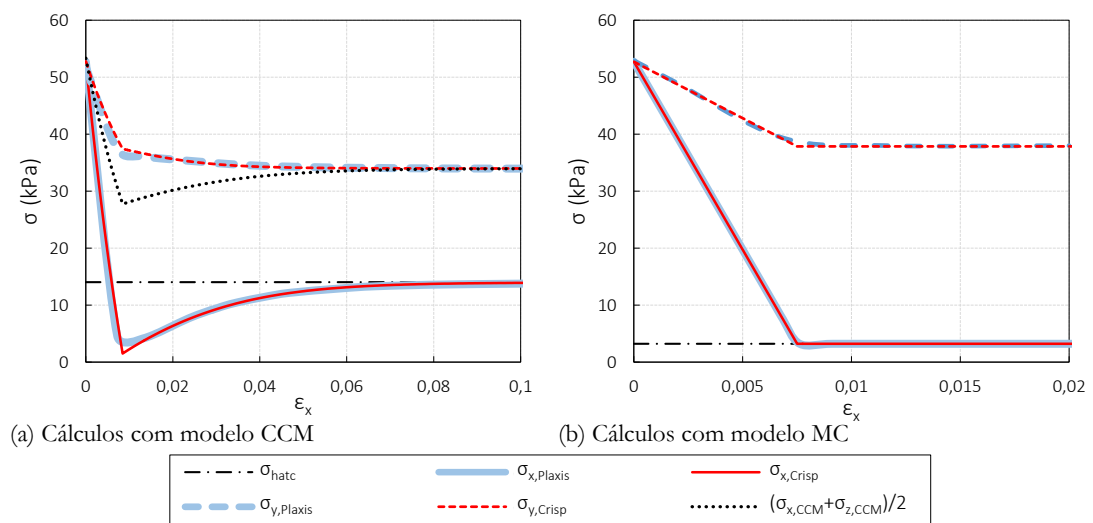
As pressões referidas são comparadas com as dos cálculos em estado triaxial. As grandezas comparadas na figura são:

- $\sigma_{hac} (P^{NC}, P^{OC}, T^{NC}, T^{OC})$  - pressões horizontais ativas críticas dos cálculos em estado triaxial e em EPD, para ambos os estados de solo analisados (NC e OC);
- $\sigma_{hap} P^{OC}$  - pressões horizontais ativas de pico dos cálculos em EPD, utilizando solo sobreconsolidado;
- $\sigma_{hap} T^{OC}$  - pressões horizontais ativas de pico dos cálculos em estado triaxial, utilizando solo sobreconsolidado;
- $\sigma_{hap} T^{OC}$  (extrap.) - pressões horizontais ativas de pico resultantes da extrapolação, para todas as profundidades, dos resultados dos cálculos em estado triaxial para as 4 profundidades analisadas.

Verifica-se que as pressões horizontais ativas críticas para ambos os tipos de análise e ambos os estados do solo são coincidentes e correspondem aos valores teóricos ( $\sigma_{hatc}$ ). Em relação ao pico, observa-se aqui a diferença, referida anteriormente, entre as pressões horizontais calculadas para estado triaxial ( $\sigma_{hap} T^{OC}$ ) e EPD ( $\sigma_{hap} P^{OC}$ ), principalmente no ponto a maior profundidade (ponto D, na Figura 3.7, referente aos cálculos  $T_D^{OC}$  e  $P_D^{OC}$ ).

### 4.3.3 Comparação dos resultados com o Plaxis e o Crisp

Termina-se o capítulo fazendo a comparação, para um dos cálculos em que se utiliza solo sobreconsolidado, da evolução das pressões horizontal e vertical obtida com os dois programas de cálculo automático (Figura 4.23) (utilizando ambos os modelos CCM e MC). Tal como no caso NC, verifica-se que os resultados são muito semelhantes. Assim, pode agora concluir-se que nos tipos de cálculo realizados no Capítulo 3 e no Capítulo 4 – cálculos em estado triaxial e em EPD com peso nulo – os dois programas dão resultados equivalentes.



**Figura 4.23:** Comparação da evolução das pressões nas direções  $x$  e  $y$ , nos cálculos com os programas Plaxis e Crisp (utilizando os modelos MC e CCM, a partir da fase de aplicação de deslocamento). Cálculos  $P_B^{OC}$ .



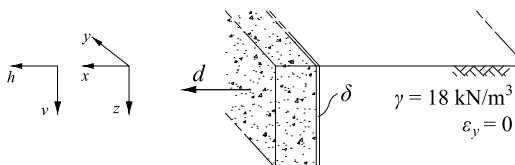
## Capítulo 5

# Pressões sobre estruturas de suporte

### 5.1 Introdução

Neste último capítulo em que se realizam cálculos numéricos, analisam-se as pressões sobre estruturas de suporte. Pretende-se determinar, com recurso aos programas de cálculo automático, as pressões ativas sobre estruturas de suporte, utilizando e comparando os modelos Cam-Clay Modificado (CCM) e Mohr-Coulomb (MC). No final, escolhem-se alguns casos para os quais se determinam também as pressões passivas.

Para realizar estes cálculos modela-se, nos programas, um maciço de terras com 6 m de profundidade (altura) e 18 m de largura (semelhante ao apresentado na Figura 3.7). Apresenta-se na Figura 5.1 um esquema representativo de um dos tipos de cálculos deste capítulo (neste exemplo o solo é suportado por um muro, que é deslocado em translação). O solo considerado tem peso volúmico  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , sendo esta a diferença fundamental para o capítulo anterior, onde não se considerava o peso do solo. Exceto neste aspeto, o solo utilizado é o mesmo do capítulo anterior; as características do solo, para ambos os modelos de comportamento, estão na Tabela 3.9. Tal como nesse capítulo, a análise é feita em EPD, mas no presente capítulo as malhas de elementos finitos utilizadas são mais complexas, devido à consideração do peso do solo, às condições de fronteira e à ligação solo-estrutura.



**Figura 5.1:** Um dos modelos utilizados para analisar as pressões de terras sobre estruturas de suporte (Capítulo 5): maciço de terras com peso modelado em EPD (neste caso apresentado, como exemplo, o maciço é suportado por um muro, que é deslocado em translação).

Pretende-se fazer uma análise que abranja vários casos; a definição dos vários casos analisados é feita na secção 5.2. Nas secções 5.3 e 5.4 apresentam-se e analisam-se os cálculos com solo NC e OC, respetivamente. Na secção 5.5 analisam-se os resultados da utilização de uma resistência do solo diferente. Todos esses cálculos são de pressões ativas, sendo que na secção 5.6 faz-se uma análise, mais reduzida, de pressões passivas.

## 5.2 Definição dos casos a analisar

### 5.2.1 Tabela resumo

Nesta secção definem-se todos os cálculos a realizar neste capítulo. Pretende-se fazer uma análise que abranja vários casos; assim, neste capítulo fazem-se variar os seguintes aspetos:

- forma como o muro de suporte e a interface solo-muro são modelados;
- rugosidade do paramento do muro: consideração de paramento liso/rugoso; no caso de paramento rugoso considera-se ângulo de atrito solo-paramento com valor  $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ ;
- tipo de deslocamento aplicado: em translação/rotação; os apoios na base do maciço são móveis no caso da translação e fixos no caso de rotação.

Além da comparação da utilização de solo modelado pelo CCM e pelo MC, acrescentam-se as outras comparações que foram feitas nos capítulos anteriores e que se fazem também neste capítulo:

- consideração de solo normalmente consolidado (NC) e sobreconsolidado (OC); para sobreconsolidar o solo, modelado pelo CCM, aplica-se e de seguida remove-se uma sobrecarga à superfície do maciço;
- recurso aos programas de cálculo CRISP e PLAXIS (este último é apenas utilizado em alguns cálculos).

A combinação de todas estas variações resulta nos cálculos (com as designações que se lhes atribuem) que se apresentam na Tabela 5.1. Os cálculos que abrangem todas as variações referidas são para determinação das pressões ativas, mas, como se observa na tabela, fazem-se também alguns cálculos de determinação das pressões passivas. São também escolhidos alguns cálculos onde se faz uma pequena análise paramétrica da resistência do solo. Inclui-se uma comparação de algumas pressões ativas obtidas com as obtidas nos capítulos anteriores.

Neste capítulo analisa-se, para os diversos cálculos:

- o desenvolvimento das pressões de terras em profundidade, para determinação das pressões ativas/passivas; as pressões são analisadas no paramento do muro;

- a evolução do impulso horizontal com o deslocamento aplicado, para determinação do impulso ativo/passivo; este fica definido quando o seu valor não se altera, a menos de um erro de 1%, com a aplicação de mais deslocamento;
- as trajetórias de tensão em 4 pontos do maciço, a diferentes profundidades, no paramento.

**Tabela 5.1: Características dos cálculos de determinação das pressões ativas e passivas sobre estruturas de suporte, realizados em EDP, considerando solo com peso (cálculos do Capítulo 5). Referência, ao lado das designações dos cálculos, às secções em que estes são apresentados. Os cálculos apresentados são realizados com ambos os modelos de comportamento (CCM e MC).**

Consideração de atrito solo-estrutura: paramento liso ou rugoso <sup>2</sup>	Tipo de deslocamento aplicado	Presença de muro e junta solo-muro	Designação dos cálculos <sup>1</sup> (secção onde se apresentam)			
			Pressões ativas		Pressões passivas	
			Solo NC	Solo OC	Solo NC	Solo OC
Liso (L): $\delta = 0$	Translação (t)	Sem muro ou junta	$L_t^{NC}$ (5.3.2)	$L_t^{OC}$ (5.4.2)	$LP_t^{NC}$ (5.6)	$LP_t^{OC}$ (5.6)
Liso (L): $\delta = 0$	Translação (t)	Com muro e junta (J)	$JL_t^{NC}$ (5.3.2)	$JL_t^{OC}$ (5.4.2)		
Liso (L): $\delta = 0$	Rotação (r)	Sem muro ou junta	$L_r^{NC}$ (5.3.2)	$L_r^{OC}$ (5.4.2)	$LP_r^{NC}$ (5.6)	$LP_r^{OC}$ (5.6)
Liso (L): $\delta = 0$	Rotação (r)	Com muro e junta (J)	$JL_r^{NC}$ (5.3.2) ( $\phi' = 36^\circ$ )	$JL_r^{OC}$ (5.4.2) ( $\phi' = 36^\circ$ )		
			$JL_r^{NC}$ (5.5) ( $\phi' = 30^\circ$ )	$JL_r^{OC}$ (5.5) ( $\phi' = 30^\circ$ )		
Rugoso (R): $\delta = \frac{2}{3}\phi'$	Translação (t)	Sem muro ou junta	$R_t^{NC}$ (5.3.3)	$R_t^{OC}$ (5.4.3)		
Rugoso (R): $\delta = \frac{2}{3}\phi'$	Translação (t)	Com muro e junta (J)	$JR_t^{NC}$ (5.3.3)	$JR_t^{OC}$ (5.4.3)		
Rugoso (R): $\delta = \frac{2}{3}\phi'$	Rotação (r)	Sem muro ou junta	$R_r^{NC}$ (5.3.3)	$R_r^{OC}$ (5.4.3)		
Rugoso (R): $\delta = \frac{2}{3}\phi'$	Rotação (r)	Com muro e junta (J)	$JR_r^{NC}$ (5.3.3) ( $\phi' = 36^\circ$ )	$JR_r^{OC}$ (5.4.3) ( $\phi' = 36^\circ$ )		
			$JR_r^{NC}$ (5.5) ( $\phi' = 30^\circ$ )	$JR_r^{OC}$ (5.5) ( $\phi' = 30^\circ$ )		

Notas:

<sup>1</sup> Os cálculos apresentados são realizados com ambos os modelos de comportamento (CCM e MC), exceto os cálculos  $LP^{OC}$ ;

<sup>2</sup> Nos casos em que não existe muro ou junta, a consideração de atrito solo-paramento faz-se pela aplicação de tensões tangenciais diretamente no solo (Figura 5.2a);

- Estão assinalados com fundo azul os cálculos em que ambos os programas de cálculo automático foram utilizados; nos cálculos com fundo vermelho foi utilizado apenas o Crisp.

- Estão destacados com letra de cor castanha os cálculos em que se faz variar a resistência do solo

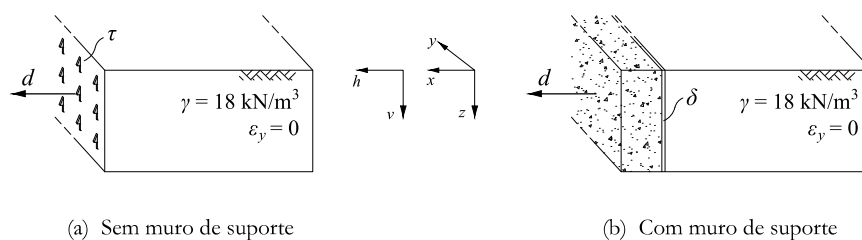
## 5.2.2 Descrição da forma como o muro de suporte é modelado; apresentação dos modelos de elementos finitos utilizados

As duas formas como o muro de suporte é modelado, esquematizadas na Figura 5.2, são:

- a estrutura de suporte é representada por apoios (simples) na fronteira vertical esquerda do modelo (como se apresentou na Figura 3.7); para aplicar deslocamento,

fazem-se deslocar estes apoios; para modelar a consideração de paramento rugoso, aplicam-se tensões tangenciais no solo (Figura 5.2a);

- modelando explicitamente o muro de suporte (Figura 5.2b); o muro está apoiado diretamente na fronteira do modelo; a interação solo-paramento do muro é feita pela inclusão de uma *junta* (ou *interface*).



**Figura 5.2:** Esquema dos dois tipos de análise, em termos de suporte do maciço de terras: a) sem muro de suporte nem junta (solo suportado pelos apoios do modelo) e b) com muro de suporte e junta (o esquema, em a) e b), representa os cálculos que consideram atrito solo-paramento).

As características do muro de betão utilizado como estrutura de suporte apresentam-se na Tabela 5.2. Como se refere, por simplicidade e por não afetar os resultados, admitiu-se para o muro de suporte o mesmo peso volúmico adotado para o solo.

**Tabela 5.2:** Características do muro e do betão que o constitui.

DIMENSÕES		MATERIAL (BETÃO)	
Largura	1 m	$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>ii</sup>	18
Altura <sup>i</sup>	6 m	$E_b$ (kPa)	$3 \times 10^7$
		$\nu$	0,2

<sup>i</sup> Corresponde à altura do maciço;

<sup>ii</sup> Escolhe-se para o betão o mesmo peso volúmico do solo.

Os modelos de elementos finitos utilizados nos programas de cálculo automático, nos cálculos do presente capítulo que utilizam muro de suporte e junta solo-muro, são os apresentados na Figura 5.3. Nos cálculos sem muro nem junta os modelos de elementos finitos são semelhantes aos apresentados na figura, exceto na presença do muro. Estes modelos são semelhantes aos que se utilizaram no Capítulo 3, que foram apresentados na Figura 3.7, com a diferença de, nos modelos utilizados no presente capítulo, a malha estar mais refinada junto ao paramento, onde se aplica o deslocamento e analisam as pressões. No caso do Crisp, estes modelos são feitos pelo utilizador, ao passo que no Plaxis são criados automaticamente pelo programa, sendo que o grau de refinamento da malha é escolhido pelo utilizador.

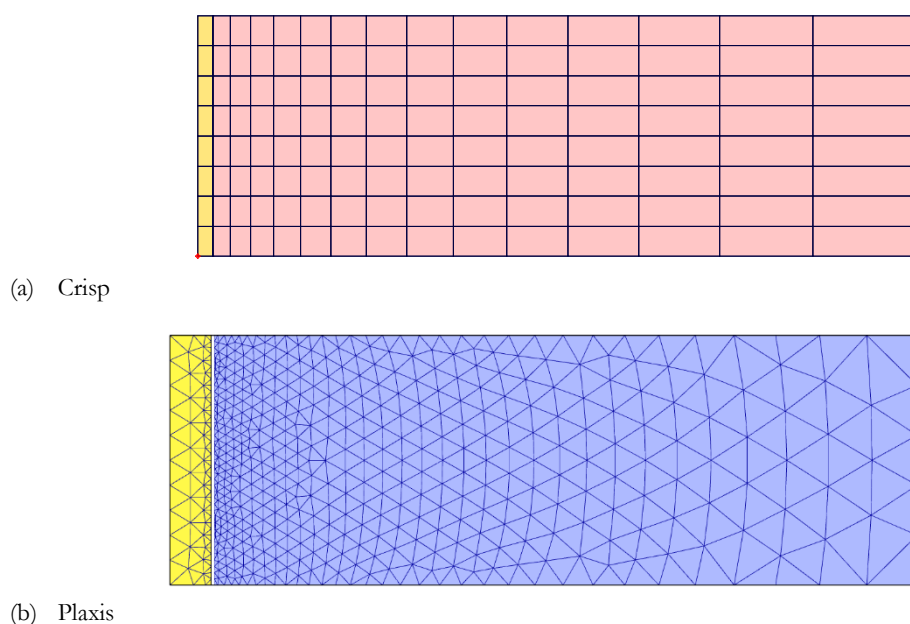


Figura 5.3: Malhas dos modelos de elementos finitos mais refinadas junto ao paramento, para utilização nos cálculos do Capítulo 5.

### 5.2.3 Descrição dos tipos de deslocamento aplicados: em translação e em rotação

Os dois tipos de deslocamento aplicado – em translação e em rotação em torno da base do muro – que são comparados ao longo de todo o capítulo, estão apresentados na Figura 5.4.

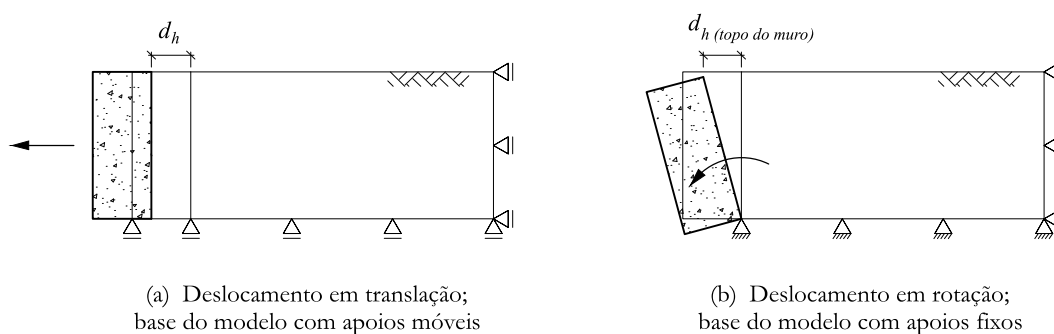


Figura 5.4: Os dois casos em termos de tipo de deslocamento aplicado e de apoios considerados (exemplo do caso de utilização de muro de suporte).

Quando o deslocamento é aplicado em translação, o maciço está apoiado em apoios móveis, ao passo que no caso de rotação são usados apoios fixos. Utilizar apoios móveis aproxima menos corretamente o que acontece num maciço real, mas utilizar apoios fixos e aplicar deslocamento em translação provoca pressões muito irregulares na base do maciço. Utilizar estes apoios fixos leva a que,

para mobilizar as pressões ativas no topo do maciço, seja necessário um valor de deslocamento consideravelmente maior no topo que na base, e se o deslocamento for uniforme em profundidade (translação) o deslocamento na base terá um valor demasiado elevado, levando a problemas numéricos. Assim, para utilizar apoios fixos decidiu-se aplicar deslocamento em rotação, para “fora do solo” no caso ativo, em torno da base do paramento (ou seja, em torno do canto inferior do muro que está junto ao solo). E, no caso de aplicação de deslocamento em translação (todo o muro se desloca uniformemente na direção horizontal), utilizam-se apoios móveis.

Refira-se que, nos elementos onde é aplicado o deslocamento horizontal ou de rotação (seja no solo ou seja no muro), são permitidas as deformações verticais. Acrescente-se que, para efeitos de uniformização e comparação, o deslocamento aplicado em rotação e translação é medido em deslocamento horizontal no topo do paramento. Ou seja, por exemplo, na análise à evolução do impulso com o deslocamento aplicado, este deslocamento é horizontal, no ponto a  $z = 0\text{ m}$  (refere-se como  $d_{h,topo}$ ).

## 5.3 Solo normalmente consolidado

### 5.3.1 Introdução

Nas análises com solo NC, o solo modelado pelo CCM tem  $M = 1,02$  e o modelado pelo MC tem  $\phi' = 36^\circ$  (e  $c' = 0\text{ kPa}$ ), e o estado de tensão *in situ* de ambos é definido por  $K_0 = 0,56$  (a definição completa das características do solo está na Tabela 3.9). Os cálculos, cujas características e simbologia foram apresentadas na Tabela 5.1, são divididos em duas secções: uma em que se considera que o paramento é liso (não existe atrito solo-paramento) e outra considerando paramento rugoso (desenvolve-se atrito solo-paramento). Em cada uma destas secções analisa-se a evolução das pressões horizontais e dos impulsos de terras horizontais com o deslocamento aplicado, e analisam-se também as trajetórias de tensão, para os vários casos. Em cada secção comparam-se os resultados das análises com solo modelado pelo CCM e pelo MC, com aplicação de deslocamento em translação e em rotação e em modelo com e sem muro de suporte (e junta solo-paramento). Comparam-se também os resultados com os programas Crisp e Plaxis. Todos os resultados (pressões e impulsos) ativos numéricos são comparados com resultados ativos teóricos.



### 5.3.2 Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento liso (cálculos $L^{NC}$ e $JL^{NC}$ )

#### 5.3.2.1 Introdução

Os primeiros cálculos do presente capítulo – considerando o peso do solo – realizados, são do caso mais simples: o solo está NC e o paramento é liso, não permitindo o desenvolvimento de atrito solo-paramento. As características do paramento estão na Tabela 5.3. Como se verifica, no caso de paramento liso a adesão,  $c_w$ , e o atrito solo-paramento,  $\delta$ , são nulos.

**Tabela 5.3: Características da junta conforme o tipo de paramento considerado: liso ou rugoso.**

Características	Tipo de paramento	
	Liso	Rugoso
$c_w$ (kPa) <sup>i</sup>	0	0
$\delta$ (°) <sup>i</sup>	0	24 <sup>iv</sup>
$\psi$ (°) <sup>iii</sup>	0	24
$K_n$ – rigidez normal (kPa) <sup>iii</sup>	10 <sup>6</sup>	
$K_s$ – rigidez de corte (kPa) <sup>iii</sup>	7500	
$K_{s,r}$ – rigidez de corte residual (kPa) <sup>iii</sup>	75	
espessura (cm) <sup>iii</sup>	1,5	

<sup>i</sup> Nos casos em que se quer utilizar resistência nula, fazem-se também cálculos com resistência muito perto de nula mas não totalmente nula (exemplo:  $\phi' = 0,01$ ), para verificar que assumir resistência exatamente nula não traz erros numéricos;

<sup>ii</sup> A dilatância é um parâmetro da junta apenas incluído no programa Plaxis;

<sup>iii</sup> Estes parâmetros de rigidez e espessura da junta são introduzidos apenas no programa Crisp;

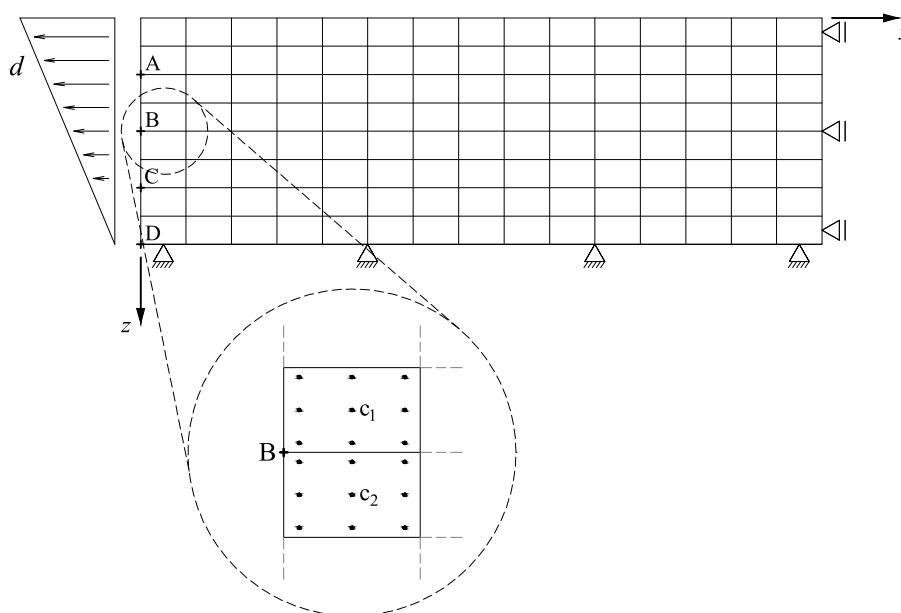
<sup>iv</sup> Na utilização do modelo MC no programa Plaxis, o atrito solo-estrutura é dado pelo parâmetro *resistência da interface*, calculado da seguinte forma:  $R_{inter} = tg(\phi'_{inter}) / tg(\phi'_{solo})$ . No caso de utilização de paramento rugoso resulta  $R_{inter} = 0,613$ .

#### 5.3.2.2 Pressões horizontais e tangenciais

Começa-se por analisar as pressões horizontais e tangenciais. Para mostrar a forma como se obtêm os resultados dos cálculos em pontos desejados, apresenta-se, na Figura 5.5, uma representação do modelo de elementos finitos utilizado nas análises do presente capítulo com o programa Crisp, para um caso exemplificativo. Neste programa e para os cálculos deste capítulo (cálculos em EPD), os elementos utilizados são retangulares e têm 9 pontos de integração, como apresentado, na mesma figura, para 2 elementos escolhidos. É nesses pontos de integração que são calculadas pelo programa as tensões e deformações no solo, valores que o utilizador pode analisar no *output* do programa. Em cálculos mais simples, as tensões no solo têm valores esperados, mas fazem-se cálculos mais complexos em que se verifica que as tensões atingem valores irrealistas, observando-se enormes disparidades nos resultados em pontos de integração vizinhos, do mesmo elemento. Conclui-se que, para esses casos,

deve ser realizada uma integração numérica dos valores dos 9 pontos de integração de cada elemento, resultando no valor médio do elemento.

Nos cálculos em que se utiliza muro e junta solo-muro, as pressões podem ser analisadas na junta, e aí é também analisada a pressão média de cada elemento de junta, fazendo uma integração dos 5 pontos de integração de cada um dos elementos de junta. O método utilizado para a integração numérica é a regra de quadratura gaussiana (Zienkiewicz *et al*, 2005), que se descreve em Anexo.



**Figura 5.5: Representação aproximada do modelo de elementos finitos utilizado no Crisp, com indicação dos 4 pontos (A, B, C e D) onde são analisadas as trajetórias de tensão. Visualização em pormenor de 2 elementos, com 9 pontos de integração cada.**

A tensão média do elemento refere-se ao centro geométrico do elemento (pontos  $c_1$  e  $c_2$  dos exemplos da Figura 5.5). Tendo-se colunas de 8 elementos, para saber as pressões horizontais em profundidade faz-se uma interpolação linear, para toda a altura do maciço, dos 8 resultados da coluna de elementos mais à esquerda, junto ao paramento. No Plaxis não é necessário fazer a integração numérica dos resultados para obter a pressão média no elemento e a interpolação linear referida é feita automaticamente para os pontos pretendidos pelo utilizador.

Acrescente-se, ainda, que nas figuras se refere que as pressões são analisadas no paramento, mas de facto convém sublinhar que esta análise às pressões se faz em localizações diferentes, conforme o caso analisado: se o modelo utilizado não tem muro de suporte explícito nem junta, as pressões são analisadas diretamente no solo junto ao paramento que sofre deslocamento; no modelo em que o muro está explicitamente modelado e existe uma junta solo-muro, as pressões são analisadas no solo, mas analisam-se também na própria junta (comparam-se os resultados nas duas localizações, que podem diferir).

Começa-se a análise dos resultados pela evolução das pressões horizontais dos casos em que se aplica [deslocamento em translação](#) e os apoios do modelo de elementos finitos são móveis (Figura 5.6). Verifica-se que no estado *in situ* as pressões são iguais às teóricas, dadas por:

$$\sigma_{h0} = K_0 \sigma_{v0} \quad (2.1)$$

Depois, ao ser aplicado o deslocamento, as pressões diminuem gradualmente e com crescimento linear em profundidade, até estabilizarem em valores que se designam por ativos. Note-se que, por conveniência de apresentação, nem sempre as curvas de pressões apresentadas correspondem a incrementos de deslocamento regulares. Estas pressões horizontais ativas numéricas podem ser comparadas com valores teóricos, obtidos pelas teorias de cálculo apresentadas no Capítulo 2. No presente caso (paramento liso e solo NC), as pressões numéricas dos cálculos com o modelo CCM e MC podem ser comparadas com as pressões horizontais ativas teóricas de Rankine (ou Coulomb, pois são iguais), apresentadas nas figuras, cuja equação aqui se repete:

$$\sigma_{hat} = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} \gamma z \quad (2.6)$$

Verifica-se que, para este caso, as pressões ativas numéricas correspondem exatamente às teóricas.

Constata-se que as pressões ativas são atingidas exatamente no mesmo momento (para o mesmo valor de deslocamento aplicado) em toda a altura do maciço. Isto terá que ver, provavelmente, com a utilização de apoios móveis na base modelo, levando a que não haja impedimento de movimento horizontal na base; assim, e como o deslocamento é em translação (mesmo valor de deslocamento aplicado em toda a altura do maciço), a deformação horizontal do solo é igual em toda a largura do modelo, e, como se observa na Figura 5.8a, a superfície do solo assenta uniformemente em toda a largura. Consequentemente, também as tensões horizontais são uniformes em toda a largura do modelo, apenas variando em altura, como se pode observar na Figura 5.9a.

Verifica-se também que as pressões ativas são atingidas para deslocamentos bastante maiores nos cálculos com o modelo CCM em comparação com o modelo MC; esta conclusão pode ser mais facilmente tirada analisando a variação do impulso com o deslocamento, como será feito mais à frente. Na Figura 5.6 compara-se também a utilização de modelo em que a estrutura de suporte é representada por apoios simples (sem presença de junta) com um modelo em que se modela explicitamente um muro de suporte (e uma junta solo-muro), modelos que foram descritos na secção 5.2.2 (nas legendas das figuras com resultados, estes modelos são referidos, respetivamente, como modelo sem muro nem junta e modelo com muro e junta). Para este caso, os resultados dos dois modelos são semelhantes, podendo concluir-se que para este caso as duas formas de modelar o muro de suporte são equivalentes.

Nos casos em que se aplica [deslocamento por rotação](#) e os apoios do modelo são fixos (Figura 5.7), verifica-se que as pressões têm um desenvolvimento não linear em profundidade e as pressões ativas não são atingidas para o mesmo valor de deslocamento em rotação aplicado, sendo atingidas primeiro (para menores deslocamentos) a menores profundidades.

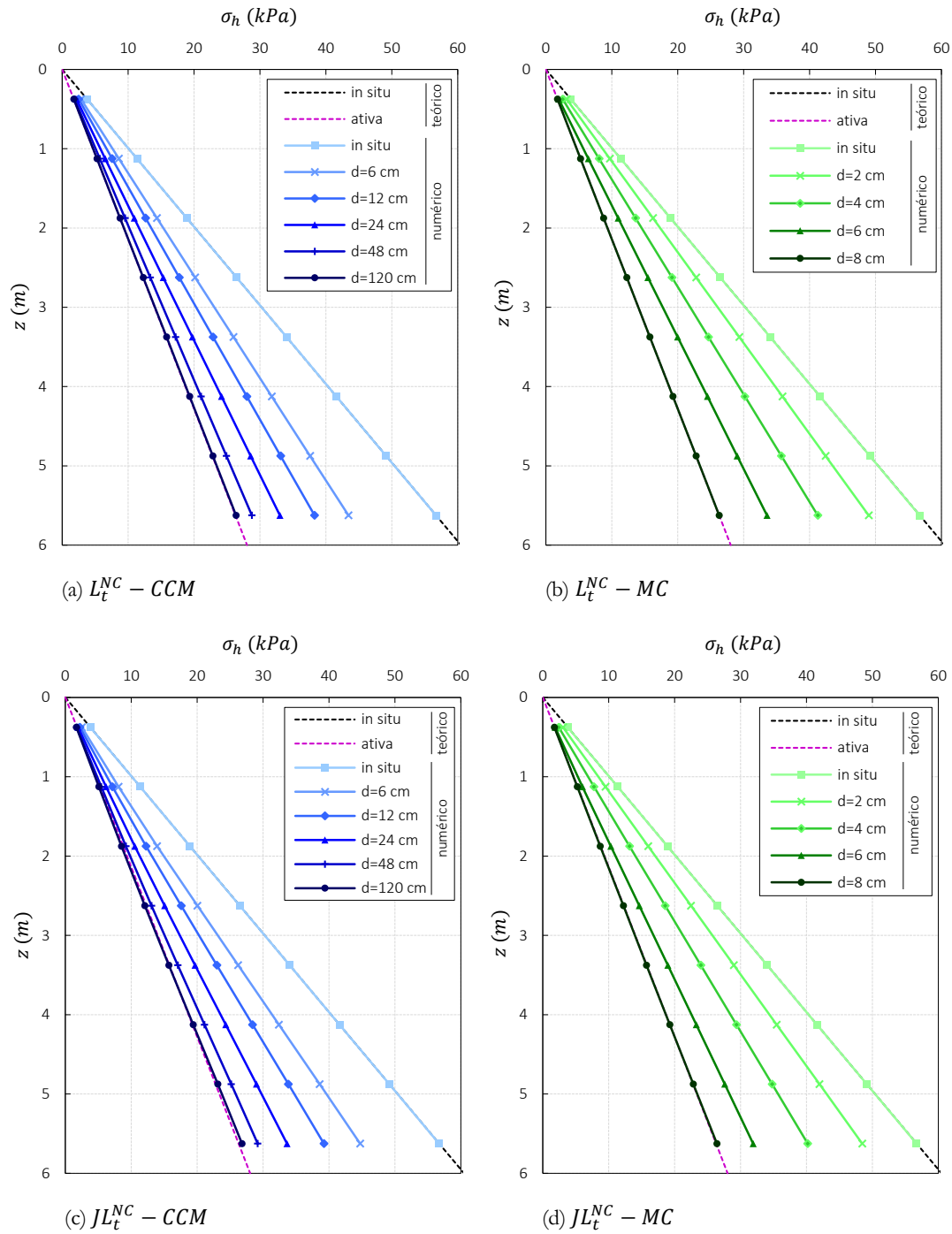


Figura 5.6: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo NC, paramento liso e **deslocamento em translação**. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).

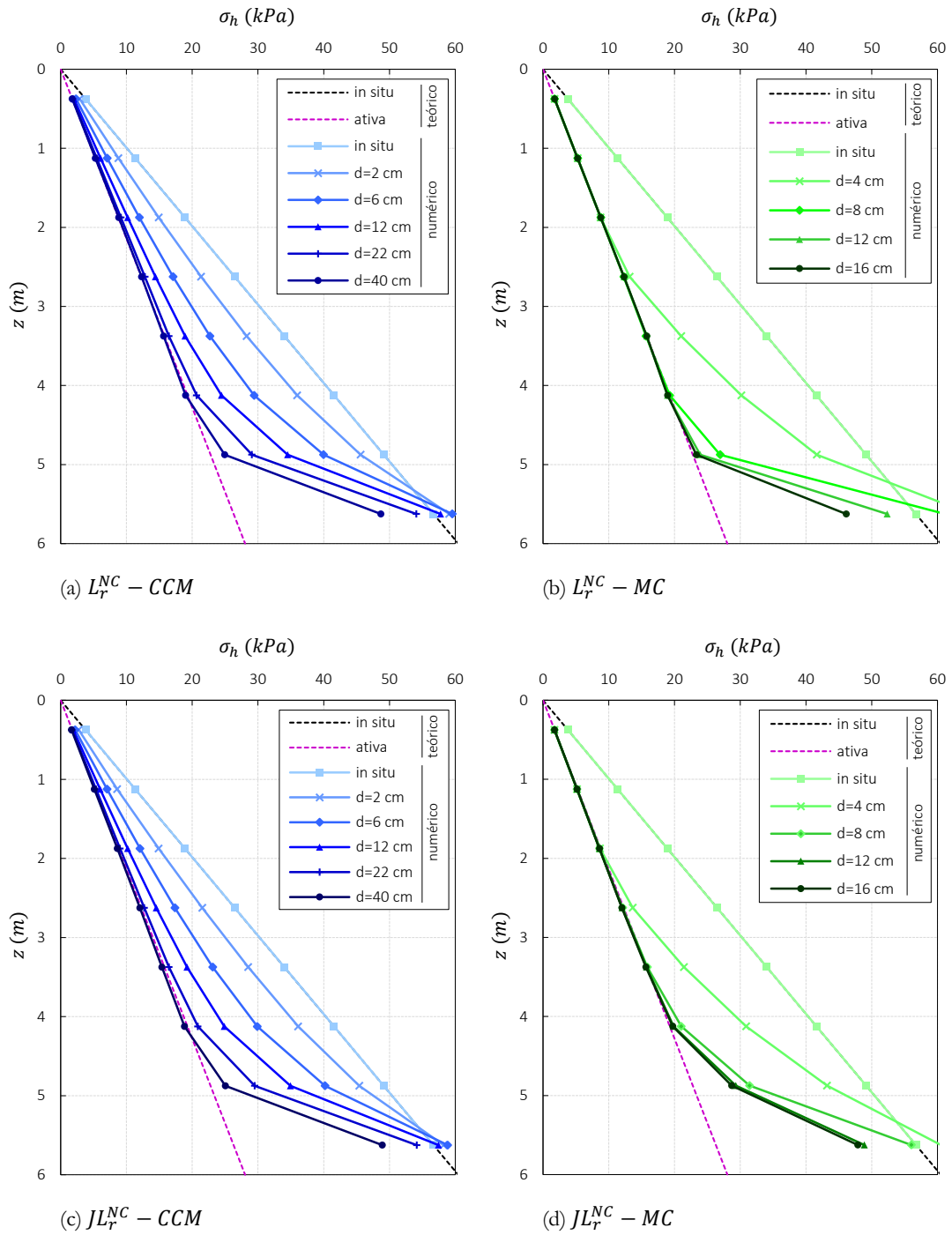
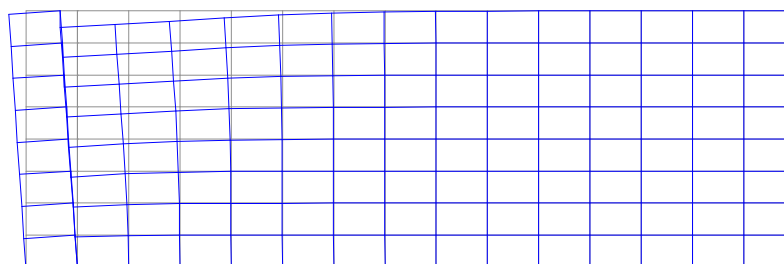


Figura 5.7: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo NC, paramento liso e **deslocamento em rotação**. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro em junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).

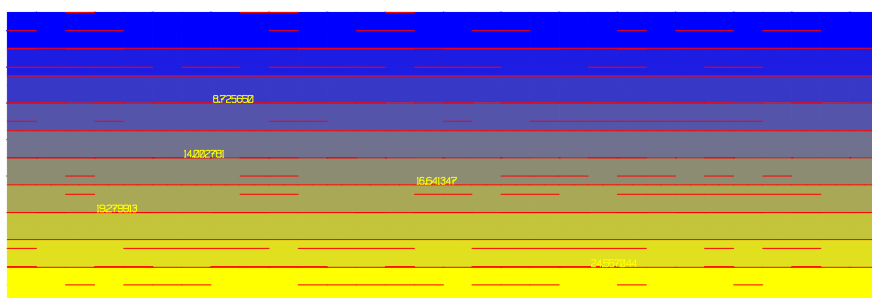


(a) Deslocamento em translação

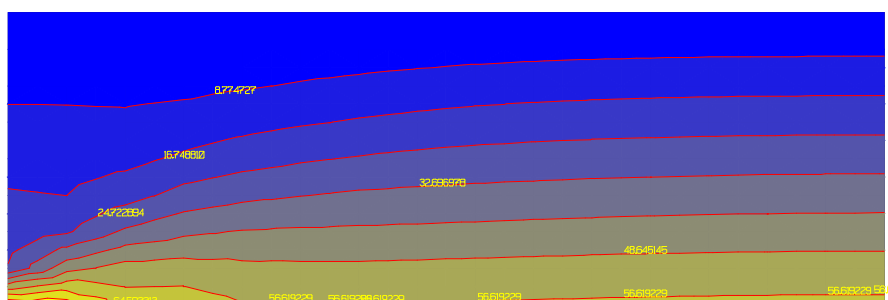


(b) Deslocamento em rotação

**Figura 5.8:** Deformada do solo no momento em que é atingido o impulso ativo, para um caso exemplificativo (solo modelado pelo CCM em modelo com muro de suporte e junta – o muro é a coluna de elementos mais à esquerda - no Crisp). Caso de utilização de solo NC e paramento liso. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e em rotação (em baixo). Representação a cinzento do solo no estado inicial e a azul do solo deformado. Escala real.



(a) Deslocamento em translação



(a) Deslocamento em rotação

**Figura 5.9:** Distribuição das pressões horizontais no maciço, para o deslocamento correspondente ao impulso ativo, dos cálculos com paramento liso, solo NC modelado pelo CCM e sem muro de suporte nem junta (a distribuição de pressões nos cálculos com solo modelado pelo MC e nos cálculos em que se utiliza muro de suporte e junta é semelhante). Comparação de deslocamento aplicado em translação e em rotação. Gradação de cores: menores pressões a azul e maiores pressões a amarelo.

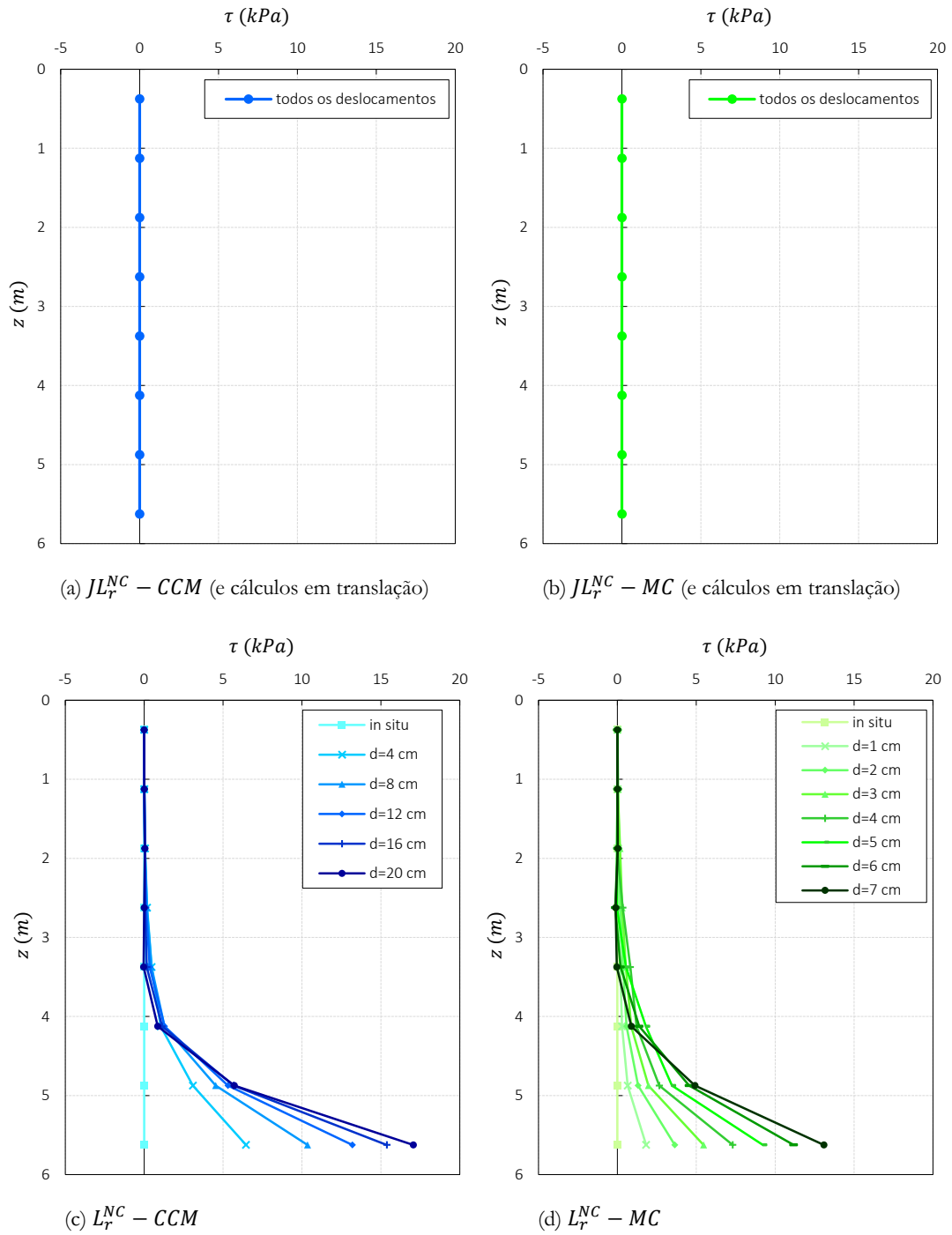


Figura 5.10: **Tensões tangenciais** em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo NC e paramento liso. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo com muro explícito e junta (em cima) e sem muro nem junta (em baixo). Tensões relativas aos cálculos com deslocamento em rotação.

Refira-se outro aspeto importante e que se verificará em todas os cálculos com apoios fixos: as pressões numéricas ativas correspondem às teóricas apenas até uma certa profundidade, sendo que a partir de uma certa profundidade as pressões ativas numéricas são maiores do que as teóricas. Isto deve-se provavelmente a insuficiente deslocamento junto à base do modelo; por ser aplicado deslocamento em rotação, o deslocamento junto à base é pequeno, como se observa na deformada - Figura 5.8b; observa-se que o assentamento do solo já não é uniforme em largura, como tinha acontecido nos cálculos em que o solo está apoiado em apoios móveis.

Assinale-se também, na Figura 5.9b, a concentração de tensões no solo junto à base do paramento. É por esta razão que no cálculo dos impulsos se exclui uma franja de altura do maciço junto à base (com 1,5 m). Também para o caso de deslocamento em rotação se pode concluir que a modelação com e sem muro explícito dá resultados semelhantes.

Acrescente-se que os resultados apresentados se referem aos cálculos com o programa Crisp, sendo que para este caso os resultados com o Plaxis são praticamente iguais.

Procede-se agora a uma análise das tensões tangenciais (Figura 5.10). Neste caso, em todos os cálculos – com muro e junta e sem muro nem junta - com deslocamento em translação não se desenvolvem quaisquer tensões tangenciais, o que se justifica, já que não se considera, nos presentes cálculos, atrito solo-paramento. Em relação aos cálculos com aplicação de deslocamento em rotação, verifica-se que nos cálculos com junta não se desenvolvem tensões tangenciais nesta, mas nos cálculos sem muro nem junta (Figura 5.10 (c) e (d)), as tensões tangenciais no solo não são nulas para maiores profundidades. Refira-se que, analisando as tensões tangenciais, nos cálculos com junta, no solo encostado à junta, em vez de na junta, estas são também do género das apresentadas na Figura 5.10 (c) e (d), desenvolvendo-se tensões maiores que zero junto à base do paramento. Conclui-se que numa junta lisa nunca se desenvolvem tensões tangenciais, mas em alguns casos (deslocamento em rotação) as tensões tangenciais analisadas diretamente no solo podem ser positivas em zonas mais próximas da base do paramento. Como se observa na figura, apenas foram apresentadas as tensões tangenciais de alguns casos, devido às dos outros casos serem semelhantes.

### 5.3.2.3 Impulso horizontal

Pela integração das pressões horizontais em altura, para os vários incrementos de deslocamento, obtém-se o impulso horizontal em função do deslocamento aplicado (Figura 5.11). Relembra-se que o impulso é calculado considerando apenas a espessura da camada que vai de  $z = 0$  a  $z = 4,5 \text{ m}$ , de modo a excluir a zona que, nos cálculos em que o deslocamento é aplicado em rotação, apresenta pressões com valores maiores que os teóricos (como visto na Figura 5.7), devido provavelmente a não haver deslocamento suficiente aplicado nessa zona. Faz-se a consideração até  $z = 4,5 \text{ m}$  porque assim ficam englobados 6 dos 8 elementos numéricos junto ao paramento, no modelo utilizado no programa Crisp. Apesar da concentração de tensões acontecer apenas nos cálculos em que se aplica deslocamento por rotação, o impulso é calculado desta forma em todos os cálculos – com deslocamento aplicado em rotação e translação - para que se possam comparar mais facilmente.



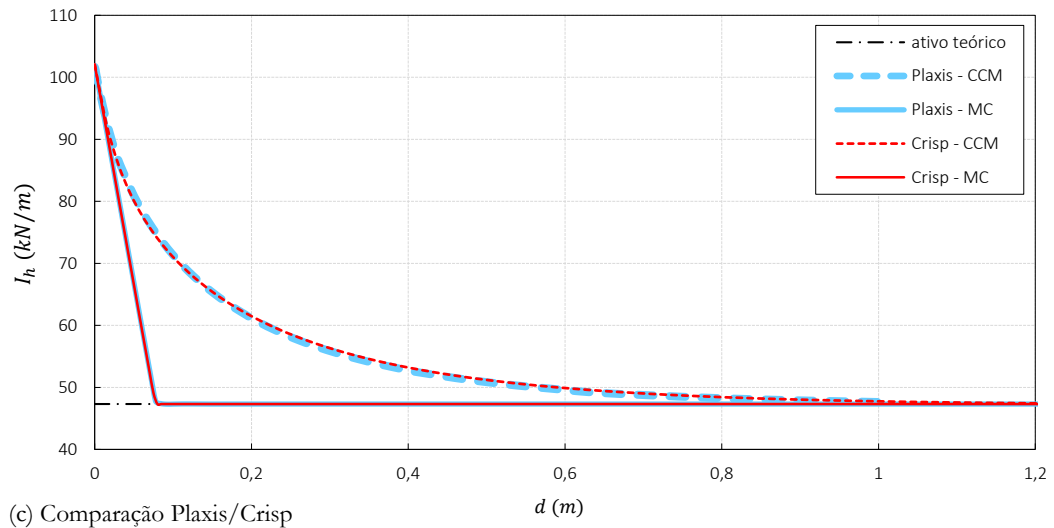
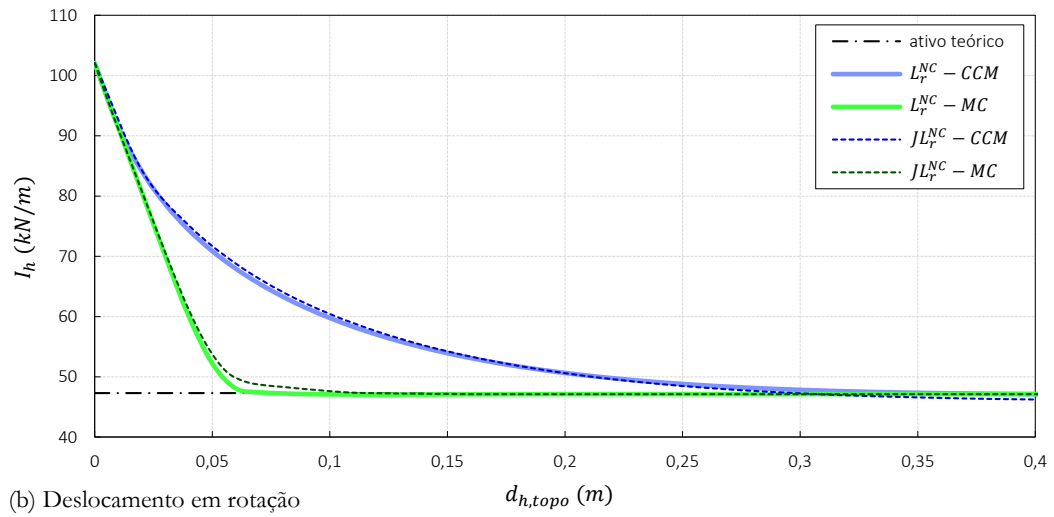
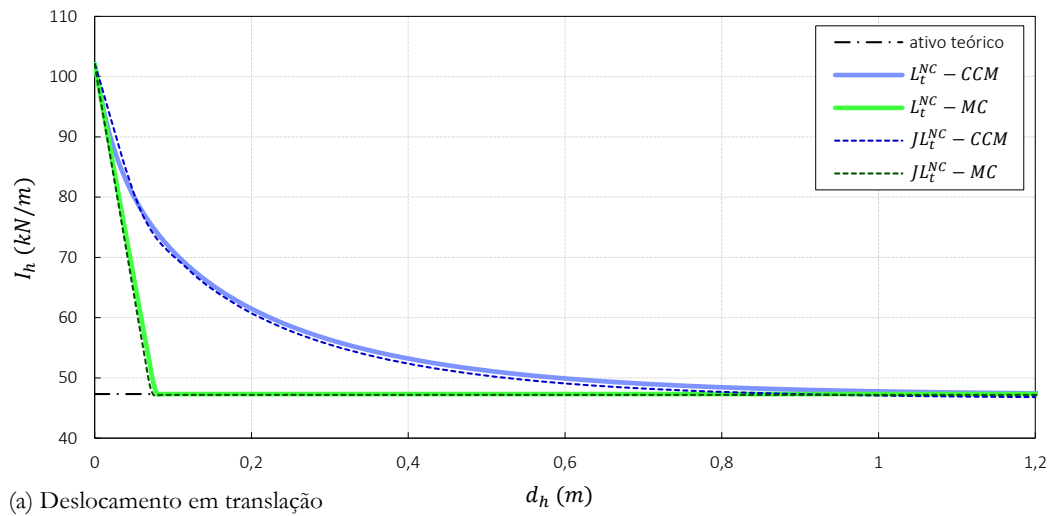


Figura 5.11: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo NC e paramento liso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte (e junta), para deslocamento aplicado em a) translação e b) rotação, e comparação de c) utilização dos programas Plaxis e Crisp. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço.

Pela análise da Figura 5.11 verifica-se que, em todos os cálculos realizados com paramento liso e solo NC, o impulso diminui ao longo da aplicação do deslocamento, até que estabiliza num valor – impulso ativo. Verifica-se que, para os vários cálculos deste caso, o impulso ativo numérico coincide com o teórico, dado pela Teoria de Rankine:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} \left( \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right) \gamma h^2 \quad (2.10)$$

Na mesma figura, verifica-se que, para que seja atingido o impulso ativo, é preciso aplicar bastante mais deslocamento nos cálculos com o modelo CCM do que nos cálculos com o modelo MC. A justificação já foi apresentada no Capítulo 4 (secção 4.2.3): deve-se à forma como foi calculado, no Capítulo 3, o módulo de deformabilidade do modelo MC - módulo  $E_{50}$  (secção 3.5.3), e também à diminuição de rigidez do solo modelado pelo CCM quando se passa de análise em estado triaxial para EPD (como analisado no capítulo anterior, na Figura 4.7). Em termos quantitativos, para atingir o impulso ativo é necessário aplicar cerca de 15 vezes mais deslocamento, em translação, nos cálculos com solo modelado com CCM do que nos cálculos com solo modelado pelo MC (Figura 5.11a) (e 7 vezes mais deslocamento em rotação (Figura 5.11b)). Refira-se que na modelação de estruturas geotécnicas, os deslocamentos observados, utilizando estes mesmos solos, não teriam tanta diferença, porque as deformações permitidas ao solo seriam bem menores que as na rotura, desde que a estrutura fosse bem dimensionada.

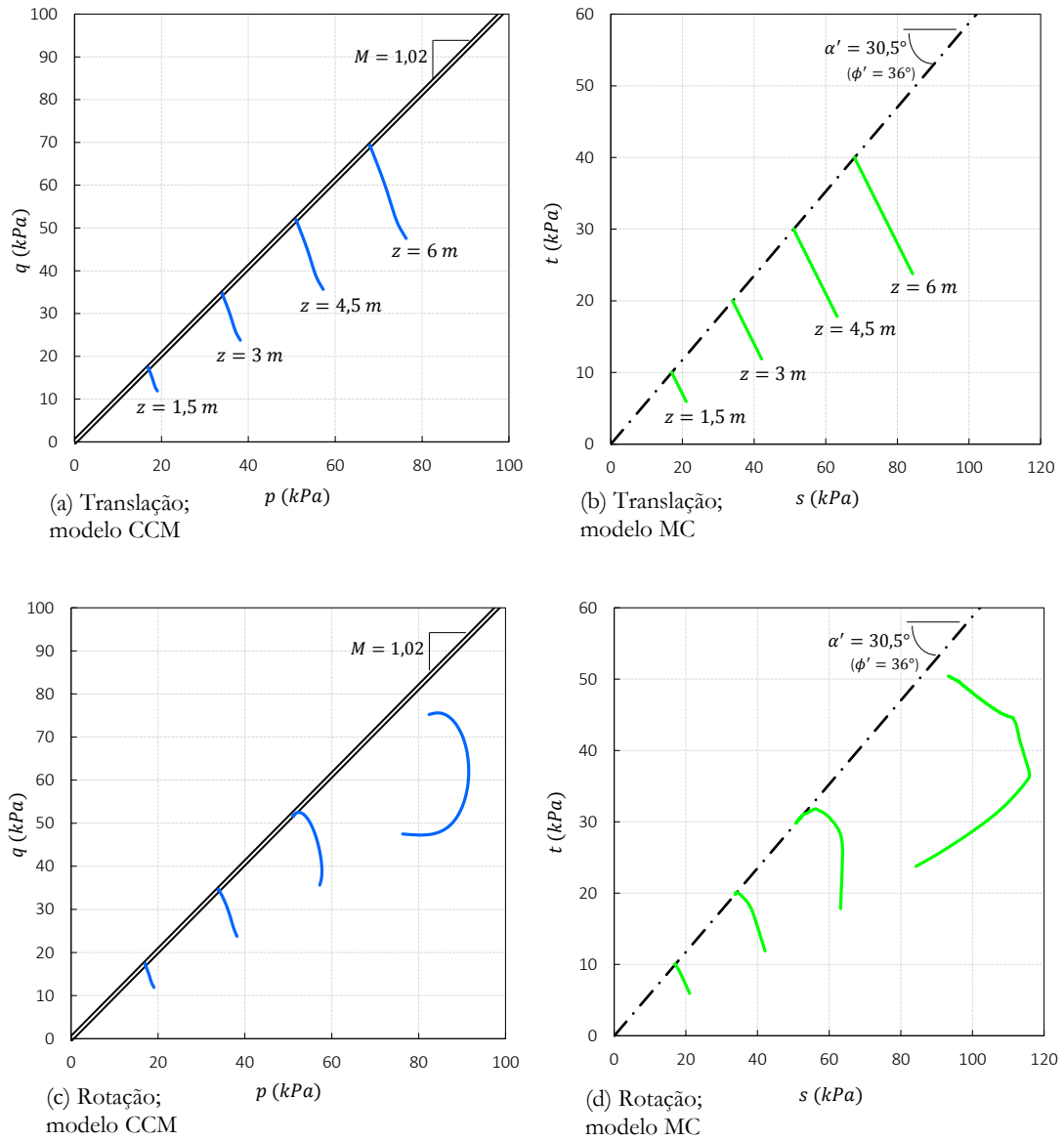
Verifica-se também que o impulso varia de forma muito semelhante quer seja utilizado um modelo com muro ou sem muro de suporte. Daqui conclui-se que estes dois modelos, para esta situação, são equivalentes. Tal como tinha sido observado nas análises à variação das pressões horizontais com a deformação em estado triaxial (Figura 3.25) e em EPD com peso nulo (Figura 4.10), as curvas dos cálculos com o modelo MC (com deslocamento aplicado em translação) mostram claramente uma linha reta de diminuição da pressão até ser atingida a pressão ativa, onde o declive da reta fica nulo, sem qualquer variação de pressão (comportamento elástico-perfeitamente plástico); por seu lado, as curvas dos cálculos com o modelo CCM mostram uma diminuição contínua da rigidez até que esta fica nula – foi atingido o estado crítico. Este é o comportamento teórico do solo modelado por estes modelos (veja-se a Figura 2.13 para o modelo MC e Figura 2.19 para o modelo CCM).

Para frisar a semelhança nos resultados com o Crisp e com o Plaxis, compara-se a evolução do impulso horizontal nos dois programas (Figura 5.11c), percebendo-se que os resultados são coincidentes.

#### 5.3.2.4 Trajetórias de tensão

As trajetórias de tensão foram analisadas, no Capítulo 3 e no Capítulo 4, para estados de tensão representativos dos pontos A, B, C e D analisados na secção 3.4 (Figura 3.6) - respetivamente às profundidades  $z = 1,5 \text{ m}$ ,  $z = 3 \text{ m}$ ,  $z = 4,5 \text{ m}$  e  $z = 6 \text{ m}$ ; para mais fácil comparação, no presente capítulo as trajetórias são analisadas para os mesmos pontos. Para tal, faz-se uma interpolação linear dos resultados nos pontos mais próximos; para se obter, por exemplo, uma tensão no ponto B

da Figura 5.5, faz-se a interpolação linear em altura dos resultados dessa tensão nos pontos  $c_1$  e  $c_2$ , que é simplesmente a média destes. Refira-se que os valores obtidos não correspondem exatamente aos resultados no plano mais à esquerda - plano onde se aplica o deslocamento (os centros dos elementos finitos distam, no Crisp, 60 cm desse plano); mas o erro é pequeno e considera-se aceitável.



**Figura 5.12:** Trajetórias de tensão do solo junto ao paramento, relativas aos cálculos com solo NC e paramento liso, com solo modelado pelo CCM (à esquerda) e MC (à direita) e com deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Trajetórias relativas aos cálculos com e sem muro de suporte e junta (são semelhantes).

As trajetórias são apresentadas no plano  $(q, p)$ , para os cálculos com o modelo CCM e no plano  $(t, s)$ , para os cálculos com o modelo MC. Analisando, para o presente caso, as trajetórias nos 4 pontos (Figura 5.12), verifica-se que as trajetórias dos cálculos em que se aplica deslocamento em

translação são lineares e terminam na envolvente de rotura no plano  $(t, s)$  e na LEC no plano  $(q, p)$ . A aplicação de deslocamento em rotação resulta em trajetórias de tensão relativamente lineares para os pontos a menores profundidades, mas para os pontos a maiores profundidades as trajetórias já não são lineares (são trajetórias curvilíneas) e no ponto a maior profundidade não terminam, inclusive, sobre a envolvente de rotura/LEC. Isto deve-se à insuficiência de deslocamento aplicado na base do paramento, e possivelmente também a problemas numéricos que ocorrem nos cálculos em que se aplica deslocamento por rotação. Para simplificar, nos cálculos vindouros as trajetórias de tensão serão analisadas apenas para os cálculos com deslocamento aplicado em translação.

### 5.3.3 Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento rugoso (cálculos $R^{NC}$ e $JR^{NC}$ )

#### 5.3.3.1 Introdução

Para o caso de paramento rugoso, considera-se um ângulo de atrito  $\delta = \frac{2}{3}\phi' = 24^\circ$  e adesão,  $c_w$ , nula (como apresentado na Tabela 5.3). Havendo atrito significa que, ao haver deslocamento relativo entre o muro e o solo, se desenvolvem tensões tangenciais no muro e no solo. Estas tensões alteram o valor do impulso de terras.

No caso de utilização de modelo sem um muro explícito não existe, claro, uma junta solo-muro onde considerar um atrito solo-paramento. Assim, nesse caso, para considerar o caso de paramento rugoso, aplicam-se tensões tangenciais diretamente no solo (no paramento - plano de solo onde se aplica o deslocamento, como esquematizado na Figura 5.13). Estas devem ter valores aproximados às tensões tangenciais que se desenvolveriam caso existisse no modelo um muro com paramento rugoso. Dessa forma, decide-se aplicar as tensões tangenciais obtidas pelas teorias de cálculo de impulsos de terras, como se apresenta de seguida.

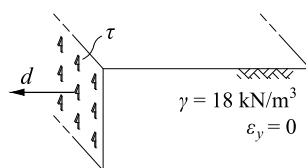


Figura 5.13: Esquema das tensões tangenciais aplicadas, no caso de consideração de paramento rugoso, no modelo sem muro de suporte modelado explicitamente.

As pressões ativas teóricas, horizontais e tangenciais (estas últimas a aplicar nos cálculos  $R^{NC}$ , no estado crítico), à profundidade  $z$ , quando o paramento é rugoso e o solo está NC, podem ser dadas pelo método de Coulomb (secção 2.2.3), cujas equações se relembram (neste trabalho, o ângulo,  $\lambda$ , que o paramento faz com a vertical, é nulo):

$$\sigma_{ha} = K_{ha} \gamma z = K_a \cos(\lambda + \delta) \gamma z \quad (5.1)$$

$$\tau_{a,c} = \sigma_{va} = K_{va} \gamma z = K_a \sin(\lambda + \delta) \gamma z \quad (5.2)$$

em que  $K_a$  é dado pela Equação (2.15), que aqui se repete (a inclinação da superfície do terreno com a horizontal,  $\beta$ , é nula):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\beta - \lambda) \cos(\delta + \lambda)}} \right]^2} \quad (2.15)$$

Como as tensões tangenciais se desenvolvem por atrito entre o solo e o paramento, estas dependem da tensão normal entre o solo e o paramento (é a pressão de terras horizontal) e do ângulo de atrito solo-paramento; mas a completa mobilização deste ângulo depende do deslocamento relativo entre solo e paramento. Quando ainda não houve deslocamento do muro não existe desenvolvimento de tensões tangenciais entre este e o solo; e quando o deslocamento aplicado ao muro ainda é pequeno, o deslocamento relativo pode ainda não ser suficiente para a mobilização completa do ângulo de atrito. Assim, para simplificar, considera-se, para o caso em que não existe modelação explícita de um muro de suporte, que:

- antes da aplicação do deslocamento não existem tensões tangenciais entre o solo e o muro;
- no estado ativo as tensões tangenciais têm os valores obtidos pelo método de Coulomb;
- entre estes momentos, inicial e final, as tensões tangenciais aumentam linearmente com o deslocamento aplicado.

Resumindo, nos cálculos  $R^{NC}$  - para solo modelado pelo MC e pelo CCM - as tensões tangenciais aplicam-se da forma apresentada na Figura 5.14; no estado ativo estas são dadas pela Eq. (5.2).

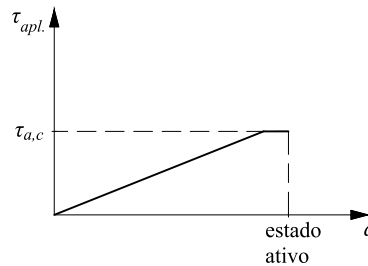


Figura 5.14: Tensões tangenciais aplicadas no solo, enquanto é aplicado o deslocamento, nos cálculos  $R^{NC}$  (solo NC, paramento rugoso e modelo sem muro de suporte explícito nem junta).

Refira-se que, para conseguir aplicar, ainda que de forma aproximada, as tensões tangenciais ativas críticas ( $\tau_{a,c}$ ) na fase de deslocamento em que é atingido o estado ativo, é necessário fazer algumas tentativas (processo iterativo), sendo que se considera como primeira hipótese o deslocamento aplicado nos cálculos com paramento liso (cálculos  $L^{NC}$ ).

### 5.3.3.2 Pressões horizontais e tangenciais

Verifica-se, pela deformada do solo de um caso em que se aplica deslocamento em translação e os apoios são móveis (Figura 5.15), que o solo não assenta uniformemente em todo o maciço, como se tinha observado no caso em que o paramento é liso (Figura 5.8a); no presente caso, devido à rugosidade do paramento, entre este e o solo desenvolve-se um atrito, que faz com que o solo junto ao paramento não assente tanto como o solo mais afastado do paramento. A existência deste atrito resulta em pressões ativas sobre a estrutura de suporte menores que no caso em que o paramento é liso; pela Figura 5.16 pode observar-se a zona, junto ao paramento, onde as pressões são menores que no resto do maciço, à mesma profundidade (junto à base acontece o inverso, devido a erros numéricos).

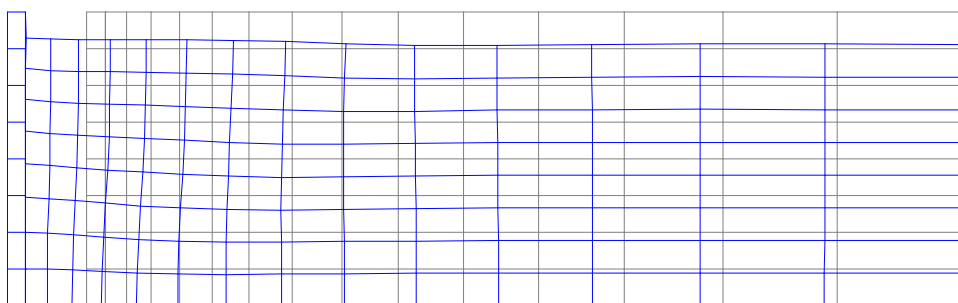


Figura 5.15: Deformada do solo no momento em que é atingido o impulso ativo, para um caso exemplificativo de utilização de paramento rugoso: solo modelado pelo CCM num modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento em translação, no Crisp (solo NC). Deformada ampliada 3x.

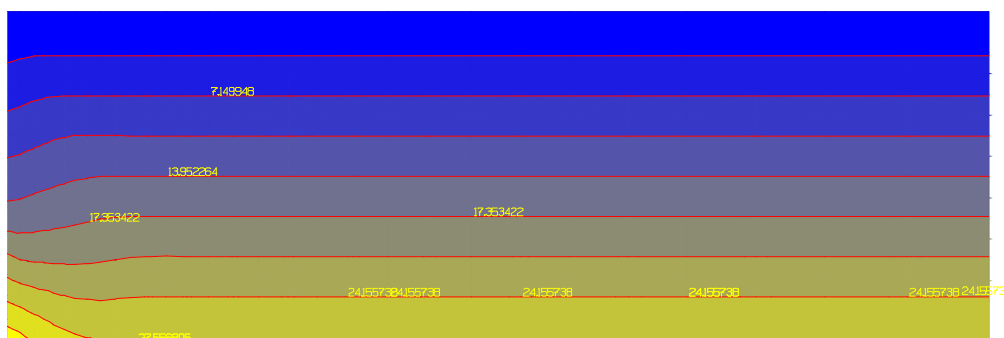


Figura 5.16: Distribuição das pressões horizontais no maciço, no momento em que é atingido o impulso ativo, de um caso exemplificativo de utilização de paramento rugoso: solo modelado pelo CCM num modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento em translação, no Crisp (solo NC).

Na análise da evolução das pressões horizontais com alguns incrementos de deslocamento, para o caso em que se considera que o paramento é rugoso, verifica-se que, para os vários cálculos

realizados com o programa Crisp (Figura 5.17 – deslocamento em translação, e Figura 5.18 – deslocamento em rotação), estas correspondem de forma satisfatória, no estado ativo, aos valores teóricos ativos, até uma certa profundidade. Estas pressões horizontais ativas teóricas foram calculadas pelo método de Coulomb (Equação (5.1)).

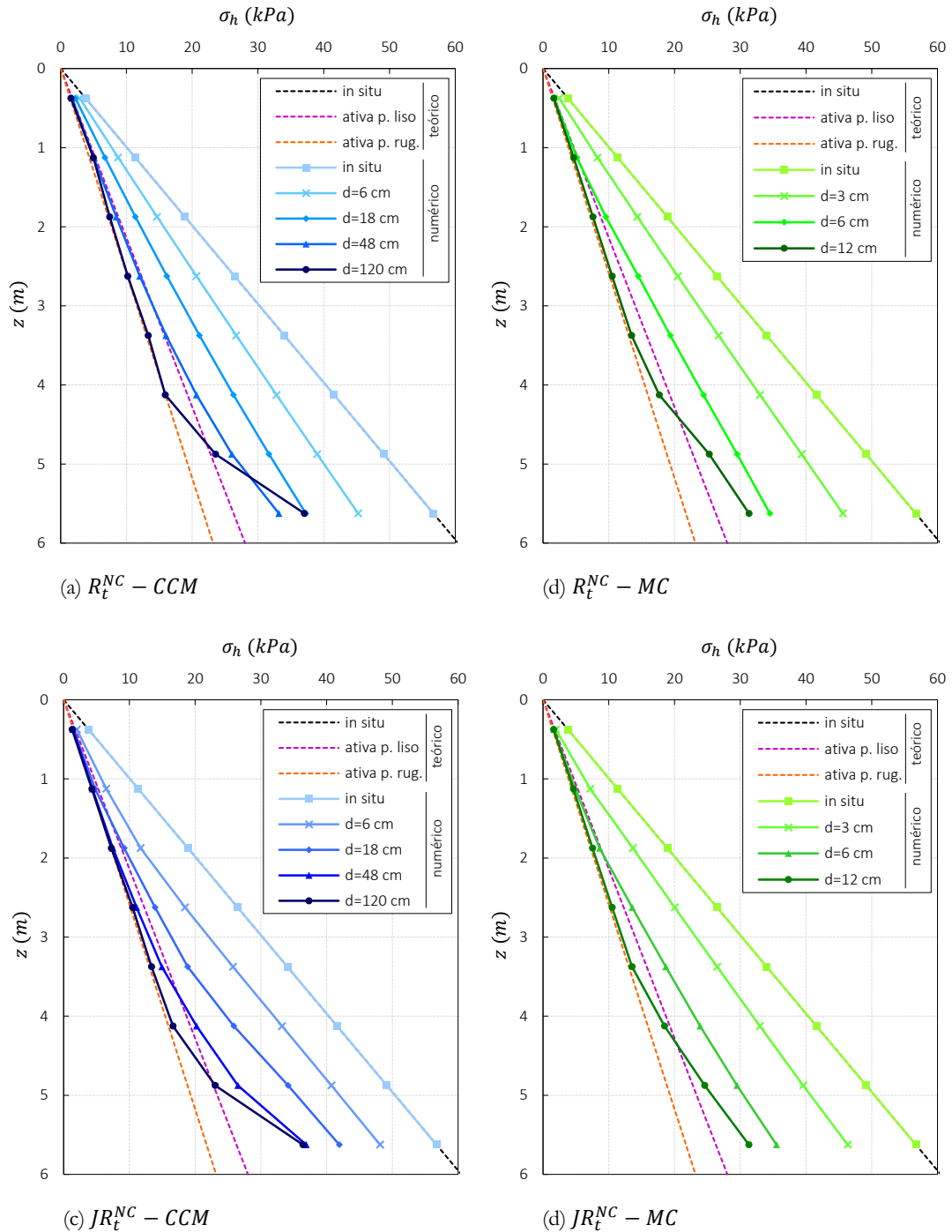


Figura 5.17: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento, nos cálculos com solo NC, paramento rugoso e deslocamento em translação, utilizando o programa Crisp. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro e junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).

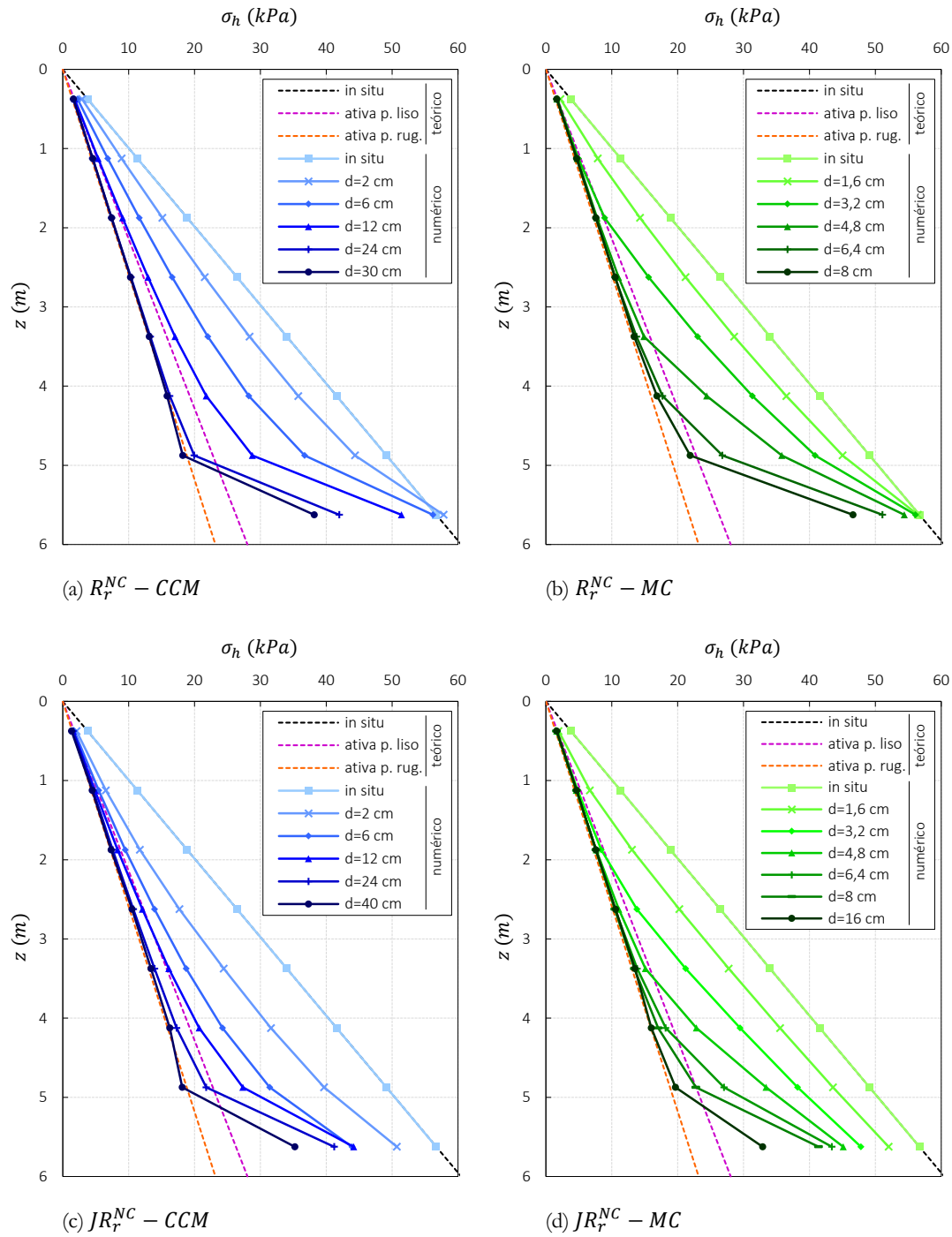
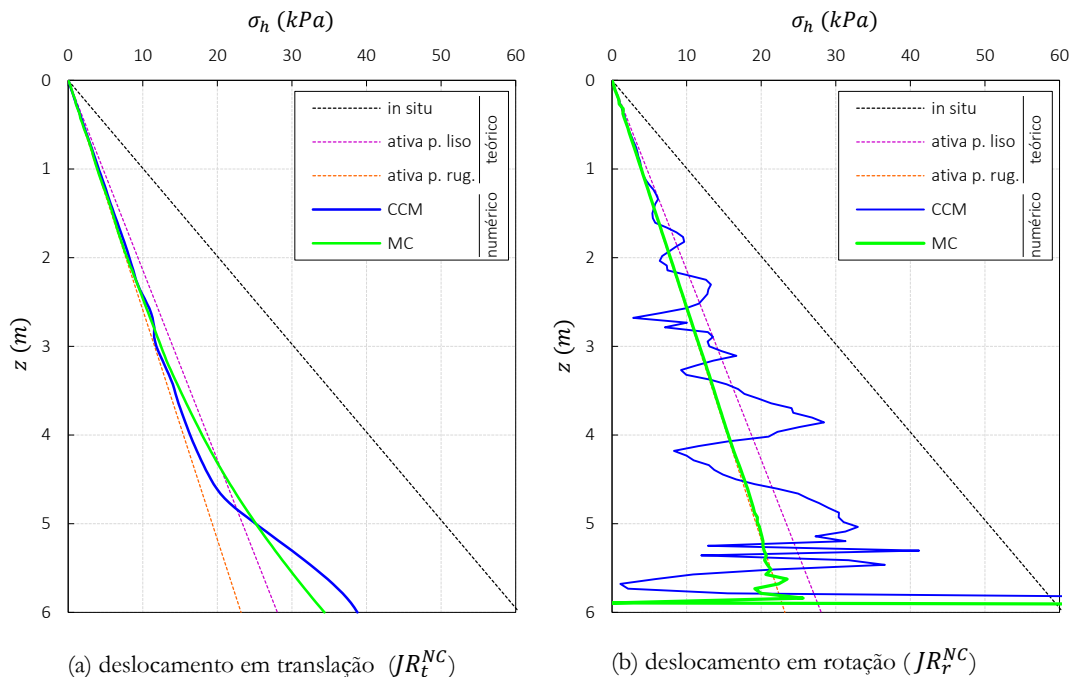


Figura 5.18: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento, nos cálculos com solo NC, paramento rugoso e **deslocamento em rotação**, utilizando o programa Crisp. Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).



Apesar de satisfatórias, as pressões junto à base são um pouco maiores que as teóricas: no 2º elemento finito a maior profundidade (centro em  $z = 4,875 \text{ m}$ ) a pressão horizontal ativa numérica é em geral ligeiramente maior que a teórica, e no elemento a maior profundidade (centro em  $z = 5,625 \text{ m}$ ) esta é já claramente maior que a ativa, indicando, possivelmente, erros numéricos junto à base do paramento (para comparação, apresentou-se, além do diagrama de pressões teórico para o caso com paramento rugoso, o diagrama de pressões teórico para o caso com paramento liso, que foi analisado na secção 5.3.2).

Apresenta-se na Figura 5.19 as pressões ativas utilizando o programa Plaxis (cálculos utilizando modelo com muro de suporte), verificando-se semelhança com os resultados do Crisp, aplicando deslocamento em translação: utilizando os modelos CCM e MC as pressões correspondem às teóricas até uma certa profundidade. Aplicando deslocamento em rotação as pressões ativas, utilizando o modelo MC, são até melhores que as obtidas com o Crisp, correspondendo perfeitamente às teóricas até muito próximo da base, mas utilizando o modelo CCM estas são muito irregulares.



**Figura 5.19: Pressões horizontais ativas utilizando o programa Plaxis, com solo NC e paramento rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC e de deslocamento aplicado em translação (à esquerda) e rotação (à direita) (resultados de utilização de modelo com muro de suporte e junta).**

Pela análise à Figura 5.20, verifica-se que as tensões tangenciais no solo junto ao paramento vão aumentando com a aplicação do deslocamento (de forma um pouco diferente nos vários casos), até que atingem, na fase ativa, valores muito próximos dos teóricos – que no caso em que não existe muro de suporte correspondem às tensões tangenciais aplicadas no fim do cálculo (Equação (5.2)). Nos cálculos sem muro explícito nem junta (Figura 5.20 (a) e (b)) os resultados apresentados não são as tensões médias nos elementos numéricos de solo, mas sim as tensões nos pontos de integração que, dentro dos elementos, estão mais próximos do paramento, pois estes estão mais próximos donde de

aplicam as tensões tangenciais, e assim tem-se que as tensões tangenciais desenvolvidas nesses pontos são mais próximas das aplicadas. Nos cálculos com modelo com muro de suporte e junta (Figura 5.20 (c) e (d)) as tensões são analisadas na junta.

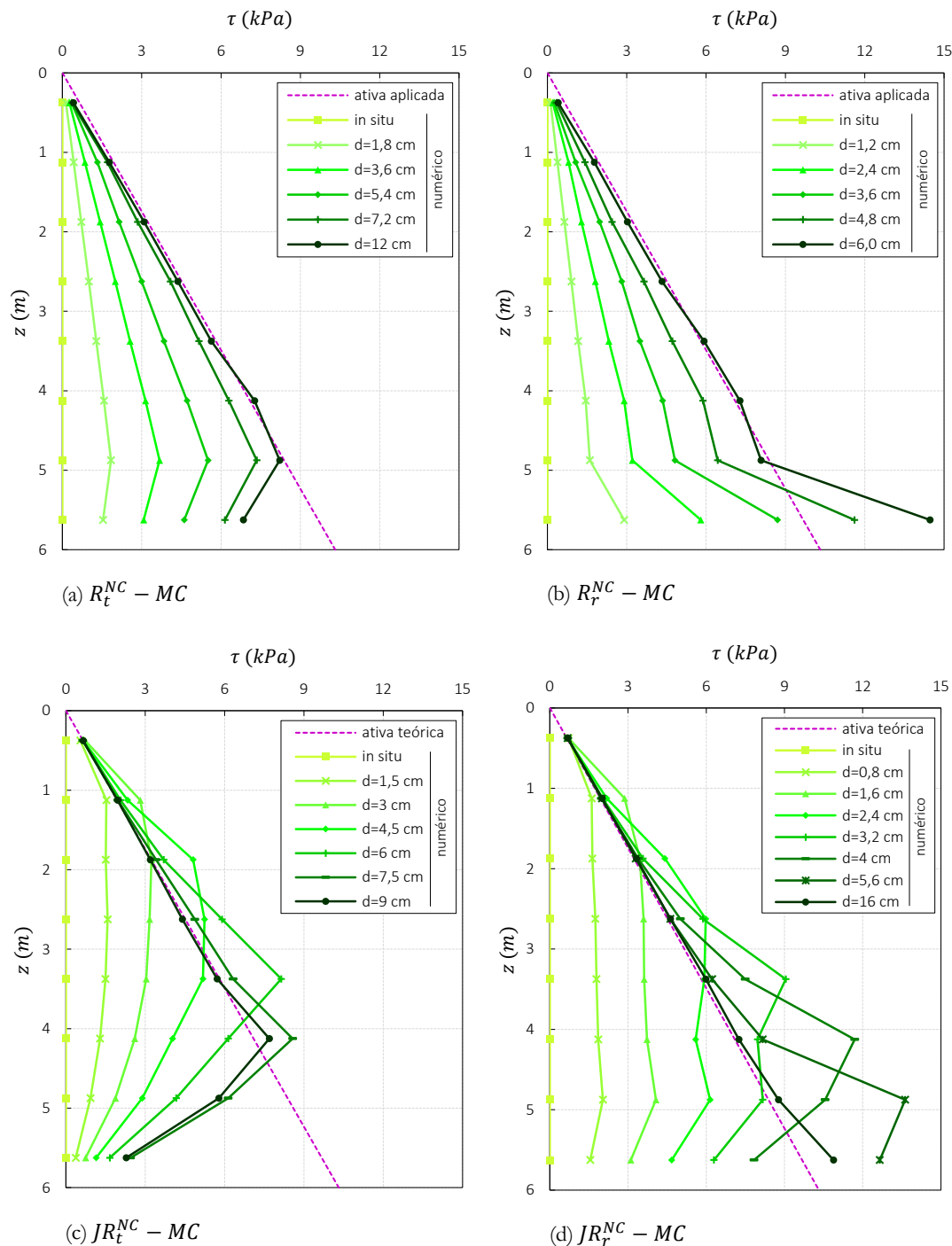


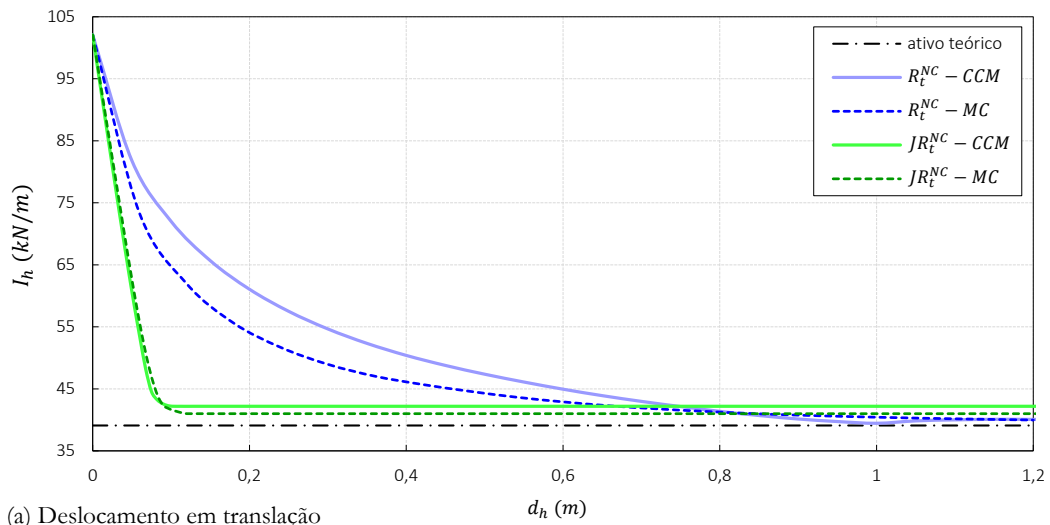
Figura 5.20: **Tensões tangenciais** no paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com solo NC e paramento rugoso. Comparação de deslocamento aplicado em translação (do lado esquerdo) e rotação (do lado direito) e de modelo sem (em cima) e com (em baixo) muro de suporte e junta. Tensões relativas aos cálculos com o modelo MC (as dos cálculos com o modelo CCM são semelhantes).

### 5.3.3.3 Impulso horizontal

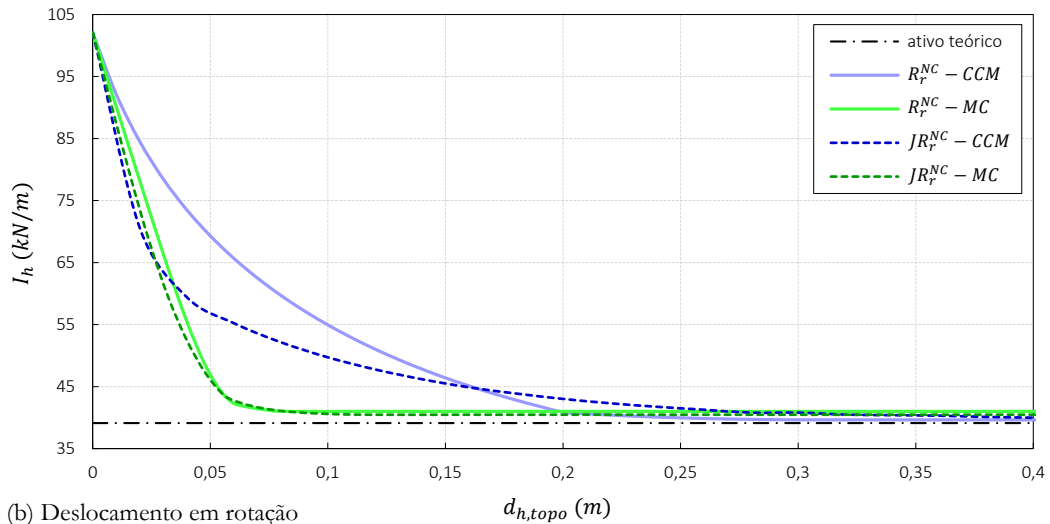
Analisando a Figura 5.21, verifica-se que os impulsos horizontais ativos numéricos, para os vários casos, são apenas ligeiramente superiores ao teórico, considerando-se que os resultados são bons. Este impulso teórico é dado pelo método de Coulomb:

$$I_{hat} = \frac{1}{2} K_{ha} \gamma h^2 = \frac{1}{2} K_a \cos(\lambda + \delta) \gamma h^2 \quad (5.3)$$

sendo  $K_a$  dado pela Eq. (2.15) e com  $\lambda = 0$ .



(a) Deslocamento em translação



(b) Deslocamento em rotação

Figura 5.21: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo NC e paramento rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte (e junta), para deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo).

Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço.

A evolução do impulso horizontal relativo aos cálculos com o modelo MC, nos casos com e sem muro de suporte, é muito semelhante. Em relação aos cálculos com o modelo CCM, já se observa alguma diferença na evolução do impulso entre o caso em que se utiliza muro de suporte e o caso em que este não está presente. Lembra-se que, para o caso em que o muro de suporte não está presente, sendo as tensões tangenciais aplicadas diretamente no solo, estas vão sendo aplicadas, com valores progressivamente maiores, até ao valor teórico ativo<sup>25</sup>.

Os impulsos horizontais do presente caso – com paramento rugoso - comparam-se, na Figura 5.22, com os obtidos anteriormente – com paramento liso (escolhe-se o caso de modelo com muro de suporte explícito e com deslocamento aplicado em rotação). Da comparação conclui-se que a consideração de paramento rugoso, com  $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ , permite o desenvolvimento de um impulso ativo menor que no caso de paramento liso, como nos diz a teoria. Isto verifica-se utilizando, para modelar o comportamento do solo, quer o modelo CCM, quer o modelo MC.

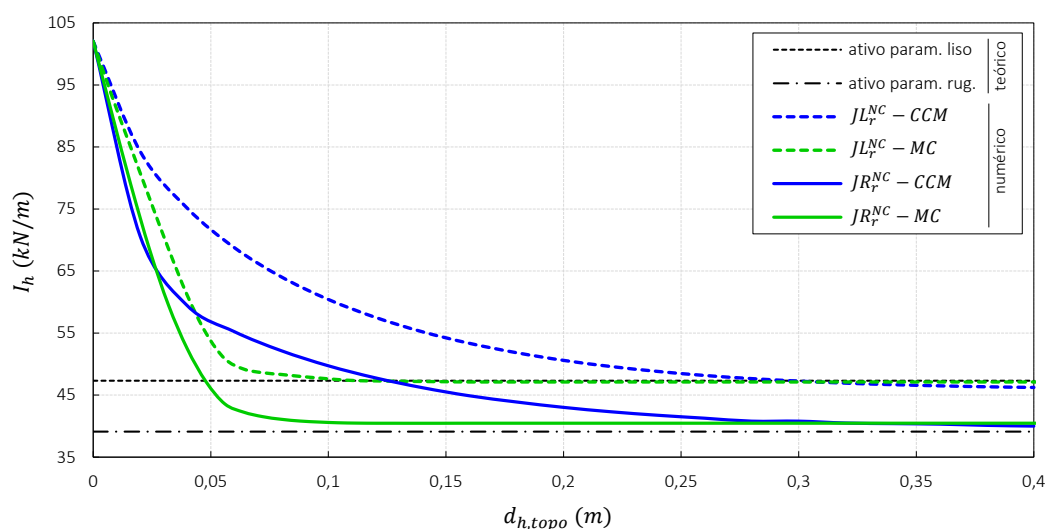


Figura 5.22: Comparação da evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com paramento liso e rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC. Cálculos com o programa Crisp, utilizando solo NC, modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço.

#### 5.3.3.4 Trajetórias de tensão

As trajetórias de tensão do caso de paramento rugoso, apresentadas para o caso de deslocamento aplicado em translação (Figura 5.23), são mais irregulares que a do caso com paramento liso (Figura 5.12a), e verifica-se inclusive que as trajetórias relativas ao solo localizado a maior profundidade não atingem a envolvente de rotura e a LEC (facto que deverá estar relacionado com a ocorrência de

<sup>25</sup> Enquanto se forem aumentando as tensões tangenciais aplicadas, o impulso diminuirá, pelo que, para tentar observar, no gráfico que relaciona o  $I_h$  com o deslocamento, uma zona de impulso constante no final, aplicou-se no final um deslocamento “extra” sem aumento das tensões tangenciais aplicadas no solo. Esta zona de impulso constante mostra que foi atingido o impulso ativo.

pressões horizontais maiores que as teóricas no solo a essa profundidade – estado ativo não ter sido atingido a essa profundidade).

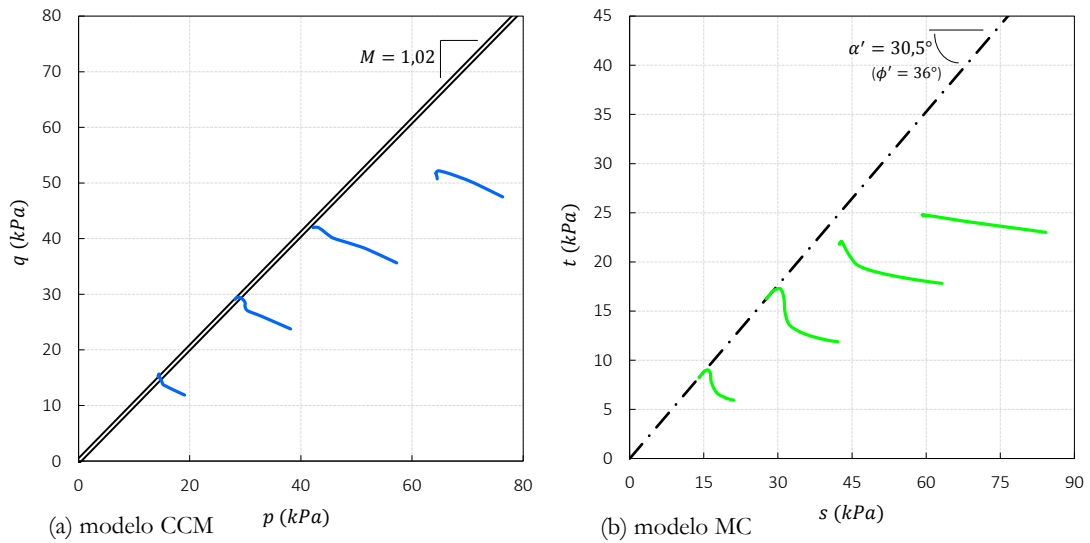


Figura 5.23: Trajetórias de tensão dos cálculos com solo NC e paramento rugoso, com solo modelado pelo CCM (à esquerda) e MC (à direita). Trajetórias relativas aos cálculos com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em translação.

## 5.4 Solo sobreconsolidado

### 5.4.1 Introdução

Nas análises desta secção que utilizam o modelo CCM, o solo é sobreconsolidado pela aplicação e posterior remoção de uma sobrecarga à superfície, tal como foi feito na secção 3.4 (sobrecarga de 54 kPa, ficando o solo a meia altura do maciço com  $OCR = 2$ ). Tal método não é utilizado nos cálculos com solo modelado pelo MC; para esse solo foram determinados, nas secções 3.5.3 e 3.5.4, os parâmetros deste modelo que melhor aproximam o comportamento do solo “ideal”, correspondente ao pico do solo modelado pelo CCM. Os parâmetros a utilizar nesta secção foram apresentados na Tabela 3.9, na coluna “solo OC”. Destaca-se a consideração:

- para o solo modelado pelo CCM, do mesmo valor de resistência do solo do caso NC:  $M = 1,02$ ;
- para o solo modelado pelo MC, dos seguintes parâmetros de resistência do solo, coesivo, modelado pelo MC:  $c' = 7,8 \text{ kPa}$  e  $\phi' = 43,6^\circ$ ; e de um coeficiente de impulso em repouso correspondente ao valor do ponto médio do solo OC modelado pelo CCM:  $K_0 = 0,98$  (presente na Tabela 3.4).

Esta secção está dividida, tal como a anterior, em duas partes. Na primeira considera-se o paramento liso e faz-se uma análise das consequências da sobreconsolidação do solo nas pressões e impulsos. Na segunda parte faz-se uma breve análise à consideração de paramento rugoso e solo OC.

Nesta secção todos os casos são analisados com o programa Crisp e apenas um pequeno número utilizará o programa Plaxis, pela razão que se referirá na altura.

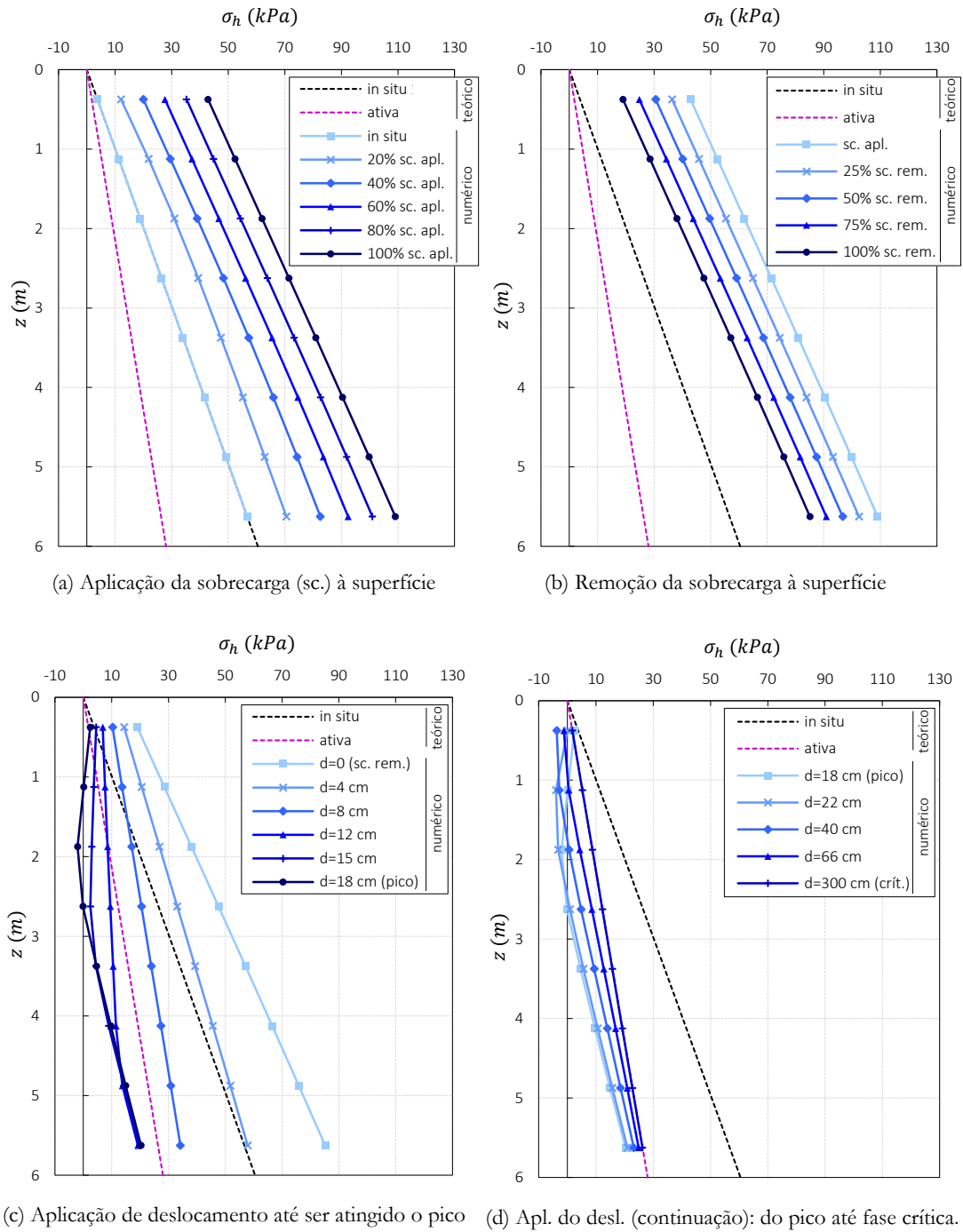
## 5.4.2 Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento liso (cálculos $L^{OC}$ e $JL^{OC}$ )

### 5.4.2.1 Pressões horizontais e tangenciais

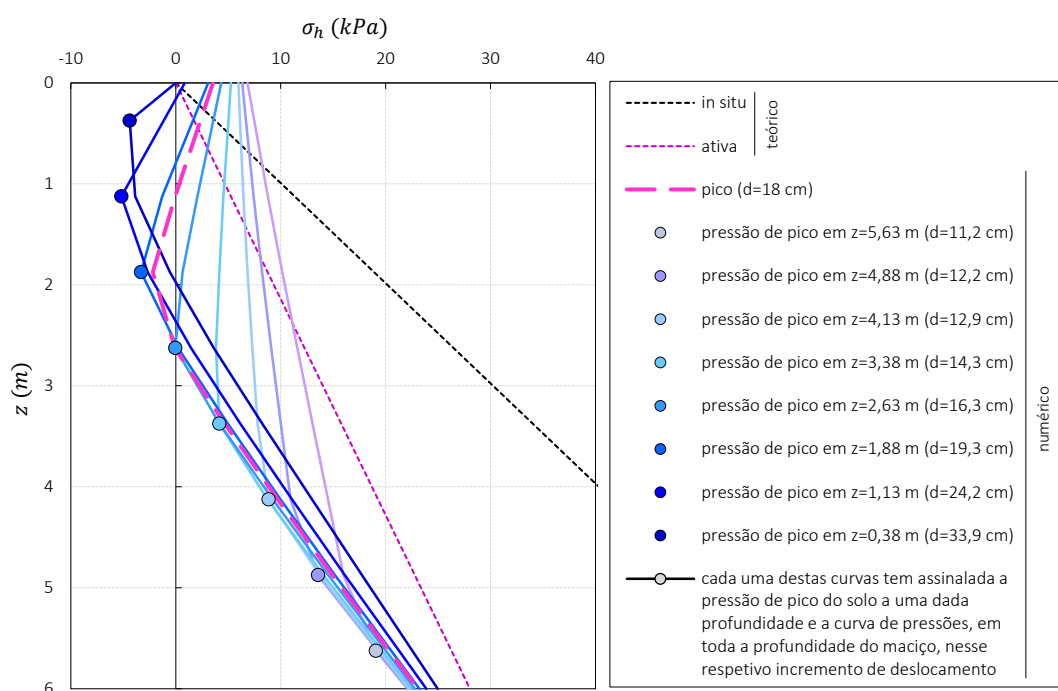
Pela análise, na Figura 5.24, de um [cálculo que utiliza o modelo CCM](#), verifica-se que a aplicação da sobrecarga ao maciço provoca um aumento, crescente em profundidade, das tensões horizontais em repouso, e a posterior remoção da sobrecarga provoca uma diminuição, constante em profundidade, das tensões em repouso, ficando o solo sobreconsolidado e, como se observa pela Figura 5.24 (a) e (b), com tensões horizontais maiores que aquelas que tinha no início do cálculo, quando estava NC. Ou seja, como se constatou anteriormente (na Tabela 3.4), a sobreconsolidação do solo aumenta as tensões horizontais em repouso; há, portanto, um aumento de  $K_0$ .

Após essa fase de sobreconsolidação do solo, aplica-se o deslocamento neste, observando-se uma diminuição gradual das pressões horizontais no maciço (Figura 5.24c), até que estas atingem um mínimo – neste trabalho designam-se estas pressões mínimas por pressões ativas de pico, pois correspondem ao pico das trajetórias de tensão do elemento de solo analisado (analisadas mais à frente, na Figura 5.35a). Após o pico, as trajetórias no plano  $(q, p)$  descem, até atingirem a LEC; a essa fase da trajetória corresponde um aumento das pressões horizontais, até serem atingidas as pressões no estado crítico, designadas por pressões horizontais ativas críticas. Esse estado crítico é regido pela LEC, quer o solo esteja NC ou OC. Assim, as pressões horizontais ativas críticas teóricas deste caso, com solo OC, são as mesmas que no caso NC, e podem ser dadas pela teoria de Rankine (Eq. (2.6)).

Verifica-se que as [pressões horizontais mínimas \(no pico\) não são atingidas, para toda a profundidade do maciço, ao mesmo tempo](#), ou seja, para o mesmo valor de deslocamento aplicado ao maciço. Com efeito, observando a Figura 5.25, verifica-se que a pressão de pico é atingida, para o solo à profundidade  $z = 5,63 \text{ m}$ , logo com a aplicação de um deslocamento  $d = 11,2 \text{ cm}$ , ao passo que, para solo em  $z = 0,38 \text{ m}$ , a pressão de pico apenas é atingida para  $d = 33,9 \text{ cm}$ ; ou seja, para atingir o pico, o solo a menores profundidades necessita de ser mais deslocado que o solo a maiores profundidades (possivelmente por ter um OCR maior).



**Figura 5.24:** Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, relativas aos cálculos com solo OC modelado pelo CCM, com paramento liso, em modelo sem muro de suporte nem junta e com deslocamento aplicado em translação (cálculo  $L_t^{OC}$ ), utilizando o programa Crisp. Apresentação em 4 figuras correspondentes a 4 fases do cálculo.



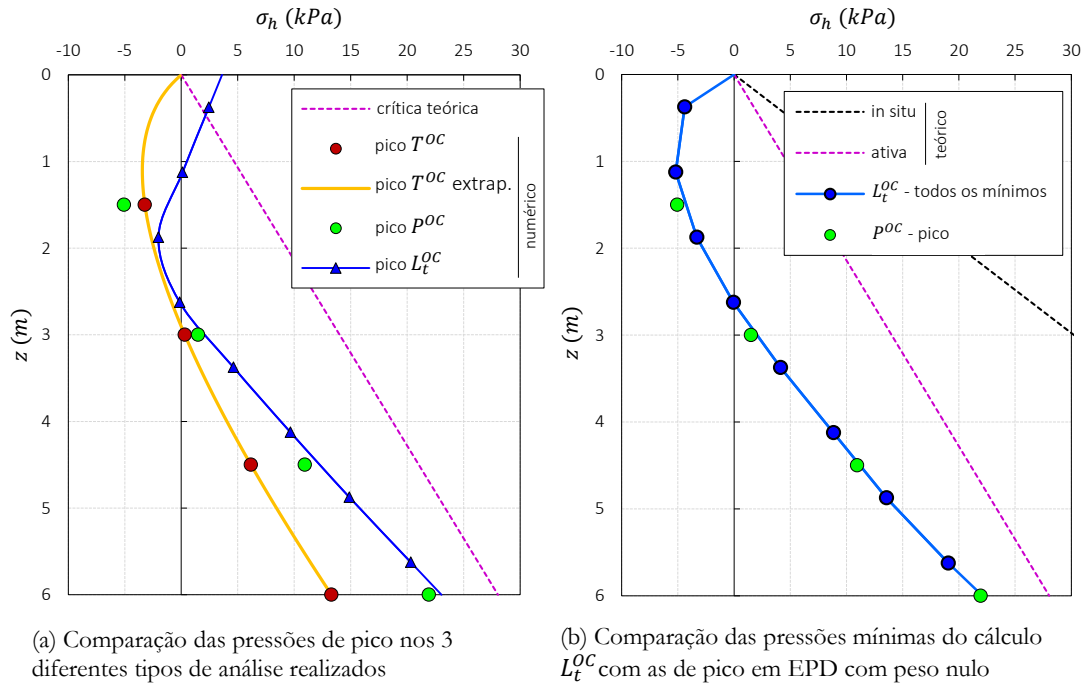
**Figura 5.25:** Pressões horizontais de pico em algumas profundidades do maciço, no cálculo  $L_t^{OC}$  (correspondem aos **mínimos das pressões horizontais** àquelas profundidades, ao longo do cálculo). Para os vários deslocamentos com que são atingidos esses picos, apresentam-se as curvas de pressões em todo o maciço.

Mas pode definir-se, para a análise realizada, um diagrama de pressões que possa ser designado de pico? Esse diagrama corresponde às pressões de pico em cada profundidade? Considera-se que sim, pode definir-se um diagrama de pico, mas não parece razoável que este corresponda à curva que agrega todas as pressões de pico a cada profundidade, já que esta distribuição de pressões nunca é atingida, dado que para atingir as pressões de pico nas várias profundidades é preciso aplicar diferentes deslocamentos ao solo. Assim, parece mais correto considerar que o diagrama de pressões de pico é a curva de pressões que o solo apresenta para o deslocamento correspondente ao impulso mínimo – impulso de pico. Ou seja, analisando a variação do impulso horizontal (dado pela integração das pressões em profundidade) com o deslocamento, pode verificar-se que este atinge um mínimo (considerado o impulso horizontal ativo de pico) para um certo deslocamento aplicado -  $d = 18 \text{ cm}$  (mais deslocamento leva ao aumento do impulso até este estabilizar no estado crítico); assim, em termos de pressões, considera-se que o diagrama de pico corresponde à curva de pressões para esse deslocamento, curva que é apresentada na Figura 5.24c e Figura 5.25.

Essa **curva de pressões de pico**, obtida no cálculo  $L_t^{OC}$ , pode ser **comparada com as pressões de pico obtidas nos capítulos anteriores** (para 4 profundidades): em estado triaxial (cálculos  $T^{OC}$ , em que se procedeu a uma extrapolação das pressões para toda a profundidade do maciço) e em EPD com peso nulo (cálculos  $P^{OC}$ ). Dessa comparação (Figura 5.26a) constata-se que a curva de pressões de pico do cálculo em EPD com solo com peso está próxima das pressões de pico do cálculo em EPD com solo sem peso (cálculos do Capítulo 4), sendo as pressões diferentes das do cálculo em estado triaxial (cálculos do Capítulo 3).

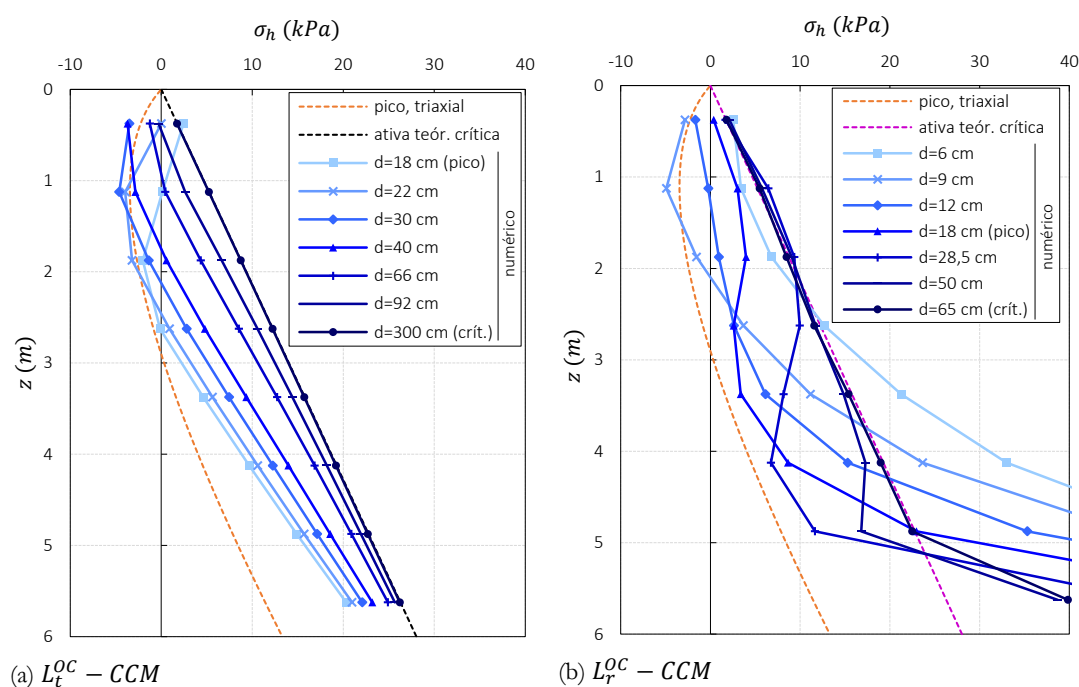


Sendo os cálculos do Capítulo 4 realizados separadamente para 4 profundidades diferentes, levando o solo a atingir o pico individualmente para cada uma dessas profundidades (e com diferentes deslocamentos aplicados), é razoável comparar essas pressões de pico nas 4 profundidades, calculadas no Capítulo 4, com as pressões mínimas atingidas às várias profundidades do maciço, num cálculo simples com solo OC realizado no presente capítulo (cálculo  $L_t^{OC}$ ). Essa comparação é feita na Figura 5.26b, observando-se a semelhança entre as pressões dos dois cálculos, para as mesmas profundidades. Daqui depreende-se que o solo nos cálculos em EPD com peso nulo e com peso não nulo comporta-se de forma semelhante. Reafirma-se que, apesar de pertencerem ao mesmo cálculo -  $L_t^{OC}$ , a curva de pressões mínimas apresentada na Figura 5.26b e a curva de pressões de pico apresentada Figura 5.26a são diferentes, já que a primeira é a curva que une as pressões mínimas, em todo o cálculo, em cada profundidade, e a segunda é a curva de pressões para o deslocamento correspondente ao impulso mínimo – impulso de pico.



**Figura 5.26: Comparação de pressões** resultantes do cálculo  $L_t^{OC}$  – CCM, realizado num modelo em EPD com peso não nulo (Capítulo 5), com as pressões horizontais ativas de pico resultantes dos outros dois tipos de cálculos realizados no presente trabalho: em estado triaxial (Capítulo 3) – cálculos  $T^{OC}$  – CCM - e em EPD com peso nulo (Capítulo 4) – cálculos  $P^{OC}$  – CCM (todos estes cálculos foram realizados com solo OC modelado pelo CCM).

Na Figura 5.27 verifica-se que a evolução das pressões num cálculo com deslocamento em rotação é diferente da dum cálculo com deslocamento em translação (que foi analisado atrás), sendo que, ao contrário do que acontece no último, no primeiro se verifica que o solo a maiores profundidades precisa de mais deslocamento para atingir as pressões de pico e, posteriormente, o estado crítico, do que o solo mais próximo da superfície. Por esta razão, é fácil perceber que a curva de pressões horizontais ativas de pico seja diferente da obtida no cálculo com deslocamento em translação, como se observa na figura.



**Figura 5.27:** Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao plano deslocado, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo OC modelado pelo CCM, paramento liso e sem muro de suporte nem junta, utilizando o Crisp. Comparação de deslocamento aplicado em **translação** (à esquerda – resumo dos resultados apresentados na Figura 5.26) e **rotação** (à direita).

Os **cálculos com muro de suporte e junta** são analisados na Figura 5.28, onde, para simplificar, se apresentam apenas as pressões de pico e críticas. Nos cálculos com muro e junta o deslocamento é aplicado no muro, podendo analisar-se as pressões nos elementos de solo junto ao paramento, tal como nos casos sem muro nem junta. As pressões no solo junto ao paramento são apresentadas na Figura 5.28(a) e (c). Mas quando existe junta solo-muro é possível, nos programas Crisp e Plaxis, analisar as pressões diretamente na junta. As pressões na junta, para o caso analisado, são apresentadas na Figura 5.28(b) e (d).

Como se constatou, por exemplo, na Figura 5.27, as pressões analisadas no solo podem ser negativas. Tal observa-se também na Figura 5.28, nos gráficos relativos às pressões no solo. Por sua vez, quando a análise se faz na junta, verifica-se que os programas (quer o Plaxis quer o Crisp) não permitem o desenvolvimento de pressões na junta negativas (vejam-se os gráficos da Figura 5.28 relativos às pressões na junta). Verifica-se que em alguns cálculos as pressões na junta são mais irregulares que as analisadas no solo, sendo o caso da Figura 5.28d um bom exemplo. Refira-se que, tirando nos casos em que as pressões na junta ficam irregulares, como na figura referida, e excetuando as pressões no solo poderem ter valores negativos, se conclui que as pressões na junta e no solo adjacente à junta são semelhantes.

Por fim, refira-se que as curvas de pressões de pico e críticas resultantes dos cálculos com muro de suporte e junta (Figura 5.28), apesar de não serem exatamente iguais, são semelhantes às pressões de pico e críticas dos cálculos anteriormente apresentados, que utilizaram modelos sem muro

de suporte modelado explicitamente nem junta (Figura 5.27). Existe a diferença, já referida, de não se desenvolverem pressões negativas na junta. Mas mesmo as pressões positivas parecem ter algumas diferenças em relação aos cálculos sem muro de suporte. Poder-se-ia justificar esta diferença pela hipótese de que a presença de junta, e consequente impedimento de pressões negativas nesta, pudesse resultar numa redistribuição de pressões que levasse a uma pequena alteração geral das pressões em toda a profundidade do maciço; mas verifica-se, como se explica mais à frente, que para os cálculos com o modelo MC essa hipótese não se confirma, logo presume-se que não existe essa redistribuição de pressões.

O mesmo cálculo  $L_t^{OC}$  foi feito com o programa Plaxis (Figura 5.29a), sendo que a curva de pressões de pico se mostra semelhante à obtida com o programa Crisp. A grande diferença está na curva de pressões crítica, pois esta não coincide com a curva ativa teórica crítica, coincidência que seria de esperar e que aconteceu no cálculo com o programa Crisp. A análise das trajetórias de tensões, em 4 profundidades (Figura 5.35a, na página 147), permite perceber os valores de pressões ativas críticas atingidas pelo solo modelado no Plaxis: após atingirem o pico, as trajetórias referentes ao cálculo com o Plaxis, que até aí eram coincidentes com as trajetórias do cálculo com o Crisp, descem em direção à LEC, mas não terminam sobre esta. Com efeito, verifica-se que as trajetórias referentes ao solo às profundidades  $z = 1,5 \text{ m}$  e  $z = 3 \text{ m}$  terminam acima da LEC e as trajetórias referentes ao solo às profundidades  $z = 4,5 \text{ m}$  e  $z = 6 \text{ m}$  terminam abaixo da LEC. A teoria dos estados críticos, assumida no modelo CCM (secção 2.3.3.4), diz que aplicar certos valores de deformação de corte ao solo leva-o a atingir um estado limite designado por estado crítico, que no plano  $(q, p)$  é indicado pela LEC – linha dos estados críticos. No Plaxis, o solo OC modelado com o CCM não se comporta desta forma, não se encontrando justificação para tal comportamento.

Realiza-se também, com o Plaxis, um cálculo em modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento em translação -  $JL_t^{OC}$  e um cálculo em modelo sem muro de suporte nem junta e com deslocamento em rotação -  $L_r^{OC}$ , sendo que no primeiro aparece uma irregularidade nas pressões críticas entre  $z = 4 \text{ m}$  e  $z = 5 \text{ m}$  (e o cálculo é interrompido nesse momento, indicando um aviso de erro na fase de cálculo), ao passo que no último as pressões ficam muito irregulares em toda a profundidade, a partir de um certo deslocamento aplicado.

Por fim, refira-se que, por causa de, no Plaxis, o comportamento do solo evidenciado no estado crítico ser diferente do esperado, e por haver interesse em continuar os cálculos apenas com um dos programas, já que com os cálculos realizados já foi possível fazer uma comparação interessante dos dois programas, decide-se realizar os cálculos restantes apenas com o programa Crisp.

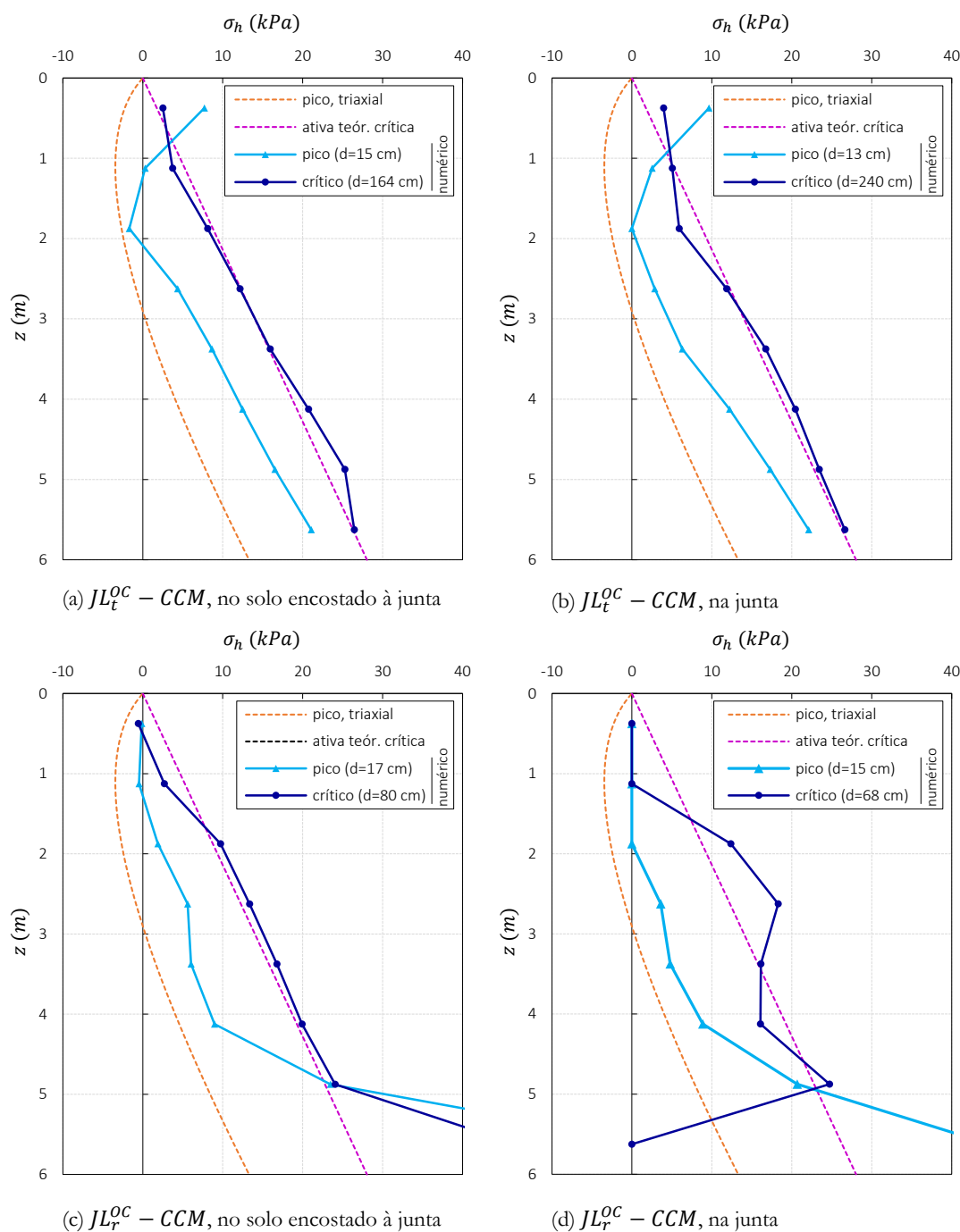


Figura 5.28: Pressões de terras horizontais ativas de pico e críticas, em profundidade, para os cálculos com solo OC modelado pelo CCM, com paramento liso e em modelo com muro de suporte e junta, utilizando o Crisp. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo) e de pressões analisadas na junta (à direita) e nos elementos de solo encostados ao muro e à junta (à esquerda).

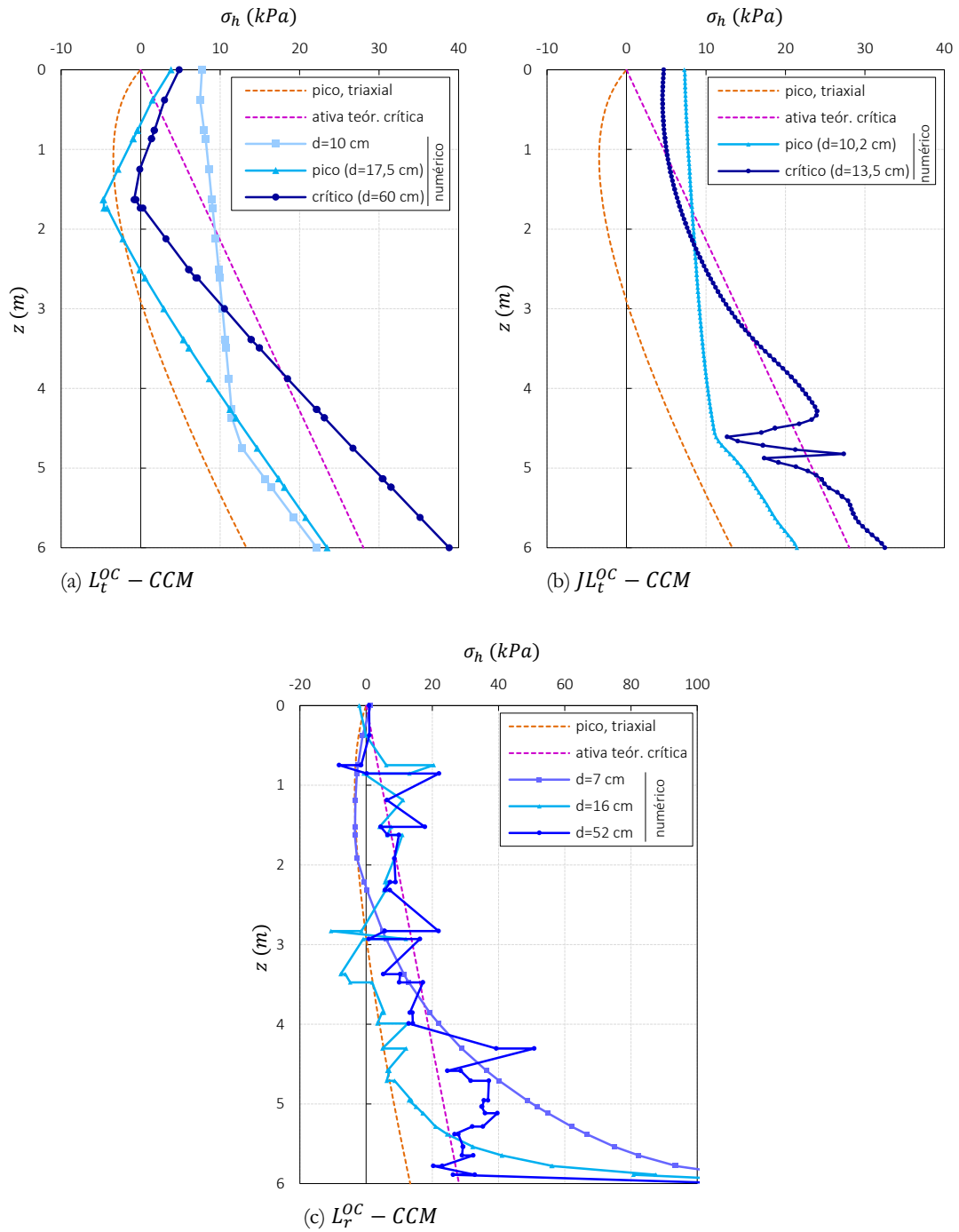


Figura 5.29: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para os cálculos com solo OC modelado pelo CCM e com paramento liso, utilizando o [programa Plaxis](#). Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo) e, para o primeiro caso, de modelo sem (à esquerda) e com (à direita) muro de suporte e junta.

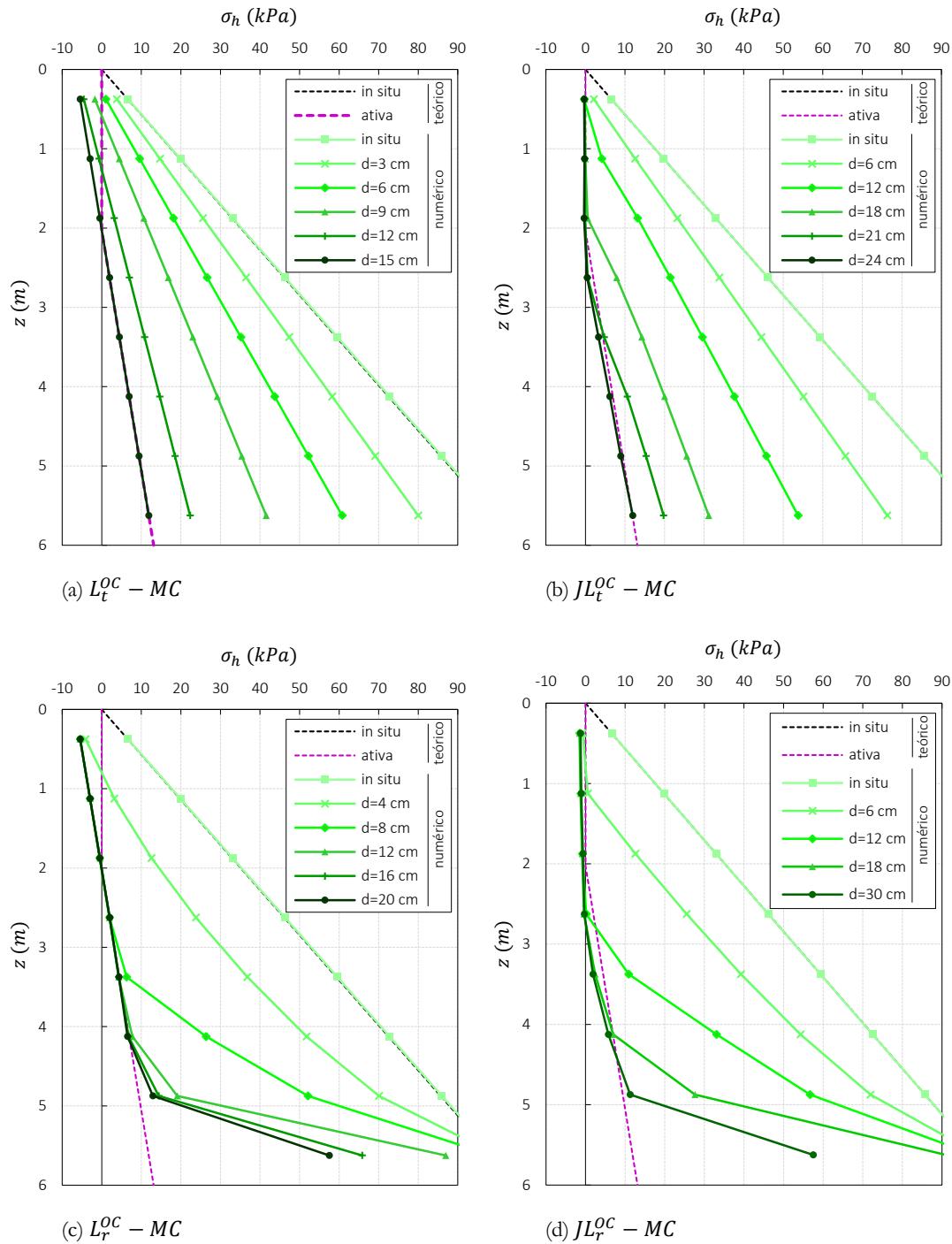


Figura 5.30: Pressões de terras horizontais em profundidade, no paramento, para alguns incrementos de deslocamento e para os cálculos com solo OC modelado pelo MC e com paramento liso, utilizando o Crisp. Comparação de modelo sem muro nem junta (à esquerda) e com muro e junta (à direita) e de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo).

Nos cálculos com solo modelado pelo MC (Figura 5.30), os parâmetros do solo foram, como se viu, atribuídos de forma a que este tenha um comportamento, no estado ativo, semelhante ao comportamento do solo modelado pelo CCM no pico. Este solo modelado pelo MC tem coesão e ângulo

de atrito ( $c' = 7,8 \text{ kPa}$  e  $\phi' = 43,6^\circ$ ), pelo que as suas pressões horizontais ativas teóricas podem ser dadas pela equação de Rankine-Résal, que aqui se repete:

$$\sigma_{hat} = K_a \gamma z - 2c' \sqrt{K_a} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \gamma z - 2c' \sqrt{\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}} \quad (2.26)$$

Por esta expressão, existirá uma profundidade,  $z_0$  (Eq. (2.28)), em que as pressões serão negativas, mas considera-se que não há trações no solo, pelo que nesta zona as pressões horizontais ativas teóricas consideram-se nulas.

Quanto às pressões numéricas, e tal como se viu nos cálculos com o modelo CCM, apenas nos cálculos com muro e junta é impedido o desenvolvimento de pressões horizontais negativas nesta (se não for usada junta podem desenvolver-se no solo pressões negativas; refira-se que, nos gráficos do caso de utilização de junta que aqui se apresentam, aparecem pressões ligeiramente negativas, devido a serem pressões no solo, pois na junta não há mesmo pressões negativas; apresentam-se as pressões no solo por serem um pouco mais regulares). É interessante perceber que, exceto no aspeto da possibilidade de desenvolvimento de pressões negativas, as pressões nos cálculos sem muro nem junta e nos cálculos com muro e junta são semelhantes (comparem-se por exemplo as pressões ativas da Figura 5.30 (a) e (b)).

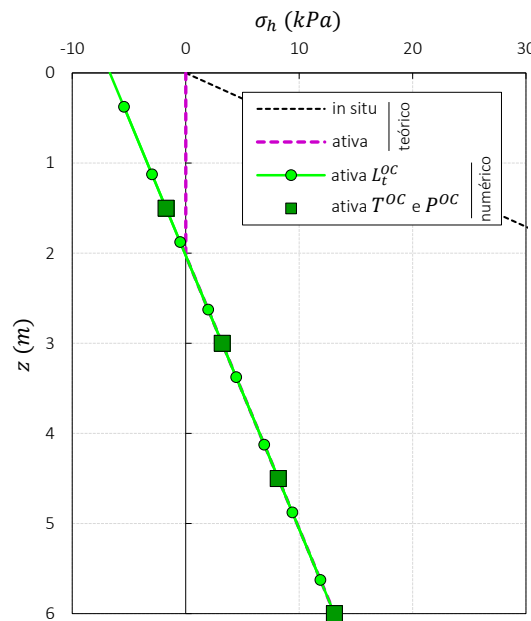


Figura 5.31: Comparação das pressões ativas do cálculo  $L_t^{OC} - MC$ , realizado num modelo em EPD com peso não nulo (Capítulo 5), com as pressões horizontais ativas de pico, em 4 profundidades, resultantes dos outros dois tipos de cálculos realizados no presente trabalho: em estado triaxial (Capítulo 3) – cálculos  $T^{OC} - MC$  - e em EPD com peso nulo (Capítulo 4) – cálculos  $P^{OC} - MC$  (estes dois com resultados coincidentes).

Verifica-se então que, se ignorarmos as pressões negativas desenvolvidas no solo, as pressões horizontais ativas resultantes dos cálculos coincidem com as teóricas. Esta curva, por representar aproximadamente o pico do solo modelado pelo CCM, tem algumas semelhanças com a curva de pressões de pico do solo modelado pelo CCM, apresentada por exemplo na Figura 5.29 (não é exatamente igual devido ao que foi referido na secção 4.3.2 e está patente, em termos de pressões horizontais, na Figura 3.27 e na Figura 4.15: comparação de pressões horizontais ativas de pico, com CCM, e representando o pico, com MC).

Ainda sobre as pressões dos cálculos com o modelo MC, refira-se que estas podem ser comparadas com as obtidas com este modelo de comportamento do solo nos capítulos anteriores (em estado triaxial e em EPD com peso nulo, para as 4 profundidades analisadas), verificando-se, pela Figura 5.31, que estas são perfeitamente coincidentes.

#### **5.4.2.2 Comparação das pressões horizontais obtidas no presente capítulo com as determinadas nos capítulos 3 e 4, nos quais se considera peso nulo**

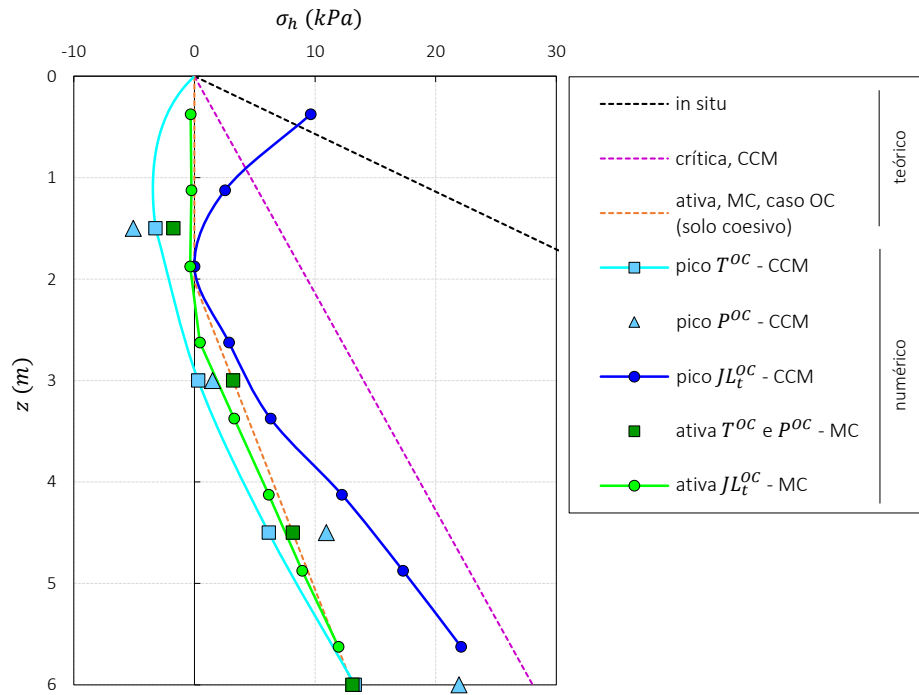
Depois de apresentados todos os resultados dos cálculos deste capítulo com solo NC e OC e considerando paramento liso, termina-se a [análise das pressões ativas em profundidade pela comparação das do presente capítulo com as obtidas nos dois capítulos anteriores](#).

Numa análise geral às [pressões ativas de pico](#) (Figura 5.32a), pode dizer-se que a gama de pressões obtidas nos vários cálculos apresentados na figura é semelhante, e estas pressões de pico têm todas valores menores que os das pressões no estado crítico. As pressões de pico dos cálculos com o modelo CCM, obtidas em estado triaxial, em EPD com peso nulo e em EPD com peso, são todas diferentes (apesar de não significativamente), devido às razões já apresentadas ao longo do trabalho.

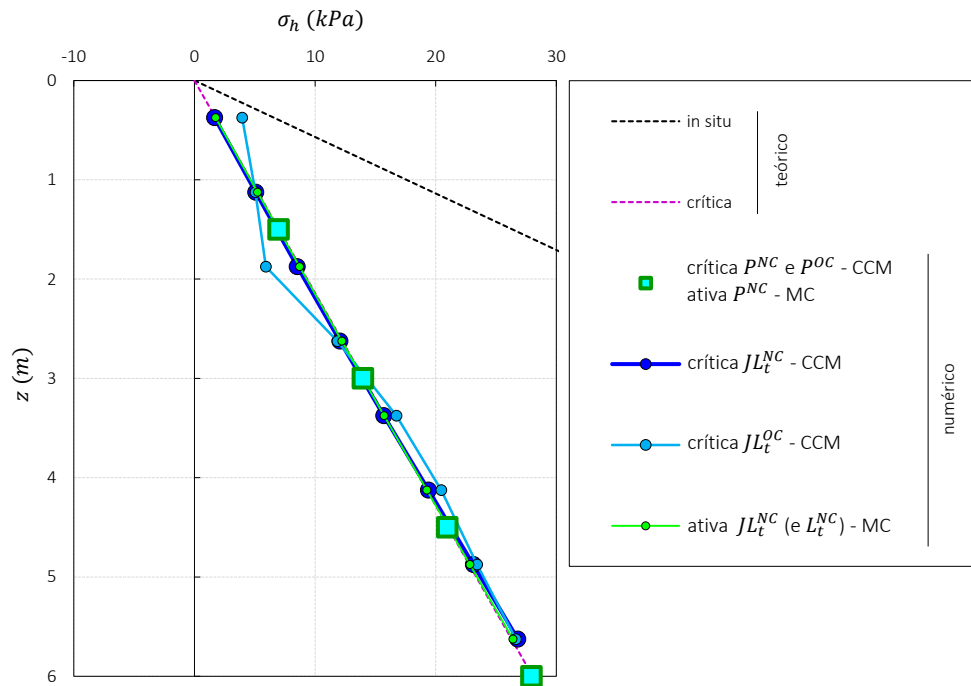
As pressões ativas resultantes dos cálculos com o modelo MC, cuja resistência e rigidez do solo foram calculadas de modo a que este tivesse um comportamento aproximado ao pico do solo modelado pelo CCM, mostraram-se semelhantes às de pico dos cálculos com solo modelado com o CCM, como pretendido.

Este solo modelado pelo MC representando o pico (solo com coesão efetiva, cujas pressões ativas teóricas são dadas pela Eq. (2.26)) tem parâmetros que lhe conferem mais resistência do que o modelado pelo MC representando o estado crítico do solo modelado pelo CCM, pelo que é fácil concluir que no pico o solo modelado pelo CCM apresenta mais resistência que no estado crítico. Isto é um facto presente na teoria do modelo CCM, que aqui é evidenciado em termos de pressões sobre um muro de suporte. Refira-se que, para simplificar a análise, os cálculos do presente capítulo incluídos nesta figura são apenas com deslocamento aplicado em translação.





(a) Estado de pico



(b) Estado crítico

Figura 5.32: Um resumo de alguns cálculos do trabalho: comparação de pressões horizontais ativas, de pico (em cima) e críticas (em baixo), resultantes dos 3 tipos de cálculos realizados no trabalho: em estado triaxial (Capítulo 3 – cálculos  $T^{NC}$  e  $T^{OC}$ ), em EPD com peso nulo (Capítulo 4 – cálculos  $T^{OC}$  e  $P^{OC}$ ) e em EPD com peso não nulo (Capítulo 5 – cálculos  $JL_t^{NC}$  e  $JL_t^{OC}$  - consideração de muro liso e deslocamento aplicado em translação). Comparação de solo modelado por MC e por CCM.

A análise às **pressões ativas críticas** obtidas em alguns cálculos dos vários capítulos (Figura 5.32b) permite dizer que, nos vários cálculos, estas são todas praticamente iguais, correspondendo bastante bem aos valores teóricos (o único cálculo de que não resultam pressões ativas críticas perfeitamente coincidentes com as teóricas é o cálculo em EPD com solo com peso, sobreconsolidado e utilizando um modelo com muro de suporte). Assinale-se ainda que, sobreconsolidando o solo (modelado pelo CCM), no estado último (estado crítico) as pressões atingem o valor teórico, coincidindo com o estado crítico do solo que está NC (comparação das curvas relativas aos cálculos  $JL_t^{OC} - CCM$  e  $JL_t^{NC} - CCM$ ).

### 5.4.2.3 Impulso horizontal

Sobre a evolução dos **impulsos horizontais**, apresentada na Figura 5.33, o principal aspeto a assinalar é o pico de impulso mínimo que ocorre em todos os cálculos com solo OC modelado pelo CCM. O valor desse impulso varia conforme o cálculo, mas pode dizer-se que tem valores sensivelmente semelhantes aos de impulso ativo nos cálculos com o modelo MC. Este, por sua vez, é no geral muito semelhantes ao valor teórico, também apresentado na figura, dado pela Eq. (2.31), que aqui se repete:

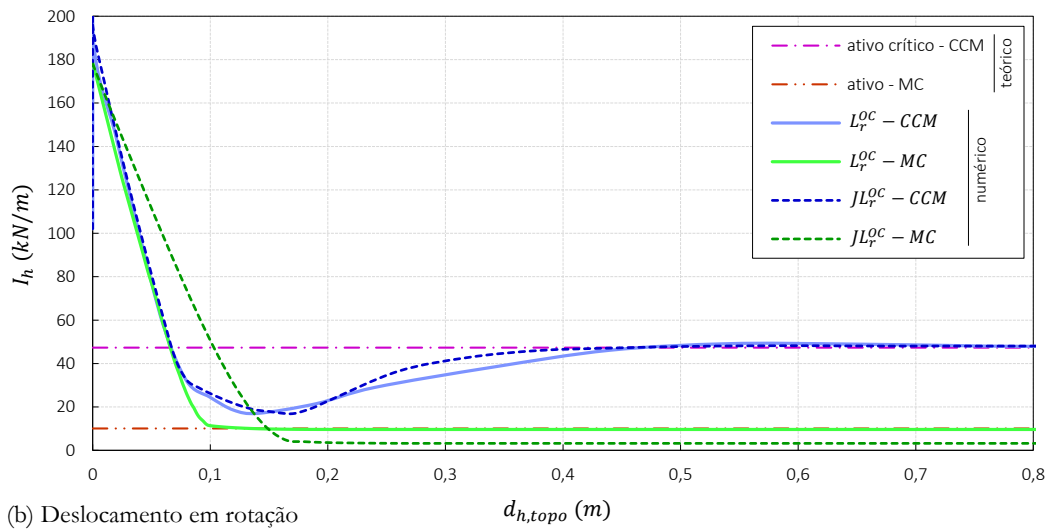
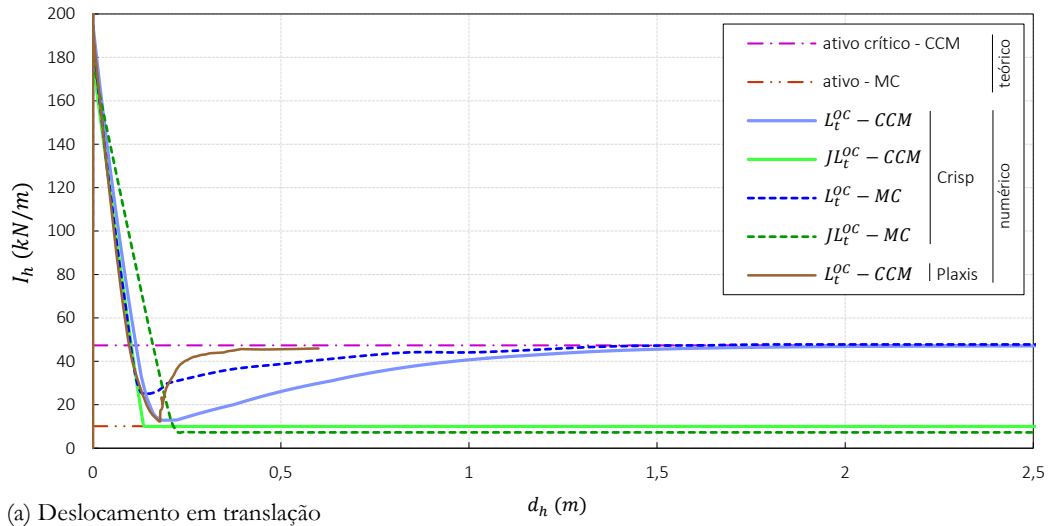
$$I_{hat} = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2c' h \sqrt{K_a} + \frac{2c'^2}{\gamma} \quad (2.31)$$

sendo  $K_a$  o coeficiente de impulso de Rankine. Relembra-se que este impulso numérico de pico, relativo aos cálculos com o modelo CCM, com solo OC, não corresponde à integração em profundidade das pressões mínimas que o solo, em toda a profundidade do maciço, atinge, já que estas são atingidas para deslocamentos diferentes; se fossem atingidas para o mesmo deslocamento o impulso de pico teria um valor menor.

Assinale-se que em todos os cálculos com o modelo CCM o impulso tende para um valor crítico coincidente com o teórico, de Rankine (Equação (2.10)). Acrescente-se ainda que o impulso, calculado pela integração das pressões em profundidade, não considera as pressões negativas que se desenvolvem no solo, já que essas pressões negativas são irrealistas e devem-se apenas ao tipo de cálculo realizado e ao local onde são analisadas as pressões – diretamente no solo (estas pressões negativas verificam-se por exemplo em alguns incrementos de deslocamento do cálculo  $L_t^{OC}$  - Figura 5.24d e Figura 5.30a). Para o cálculo do impulso as pressões negativas consideram-se nulas.

A estranheza nos resultados, em termos de pressões e de trajetórias de tensão no estado crítico, nos cálculos com solo OC utilizando o programa Plaxis, também se pode encontrar na evolução do impulso, pois verifica-se que é coincidente, até ao pico, com o relativo ao Crisp, mas após o pico e até ao estado crítico a evolução é bastante diferente, chegando ao estado crítico muito mais rapidamente que o impulso do cálculo com o programa Crisp. Relembra-se que nos cálculos com peso nulo (Capítulo 4) a evolução era diferente da observada aqui, e era semelhante à do Crisp (Figura 4.23a).

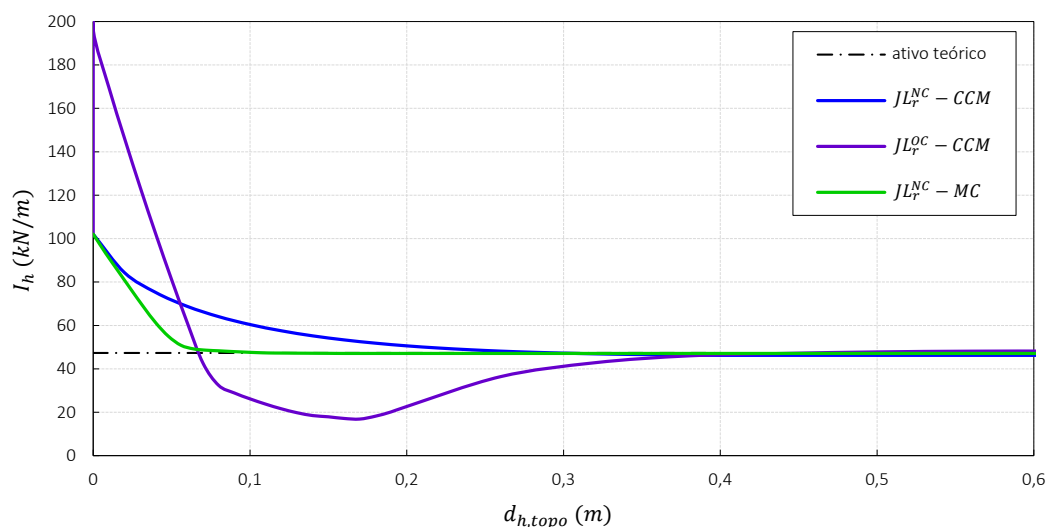
Por fim, refira-se que, apesar das pressões horizontais do cálculo com o Plaxis não coincidirem com as teóricas (veja-se a Figura 5.29a), o impulso no estado crítico relativo a este cálculo é muito semelhante ao teórico.



**Figura 5.33:** Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo OC e paramento liso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte explícito, para deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Resultados do programa Crisp e de um cálculo com o programa Plaxis. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço.

Agora que se obtiveram os impulsos ativos com solo NC e OC, faz-se a sua comparação, na Figura 5.34 (escolhe-se para a comparação o caso de modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação). Verifica-se que os impulsos ativos críticos coincidem. A diferença está, como visto, apenas no pico do impulso, que é desenvolvido apenas no caso do solo que está

sobreconsolidado. Pode também dizer-se que, nos dois casos, o impulso ativo é atingido para um valor de deslocamento aplicado semelhante. Na figura inclui-se também a evolução do impulso horizontal para solo modelado pelo MC, que no estado ativo coincide, como já se observou anteriormente, com o modelado pelo CCM.



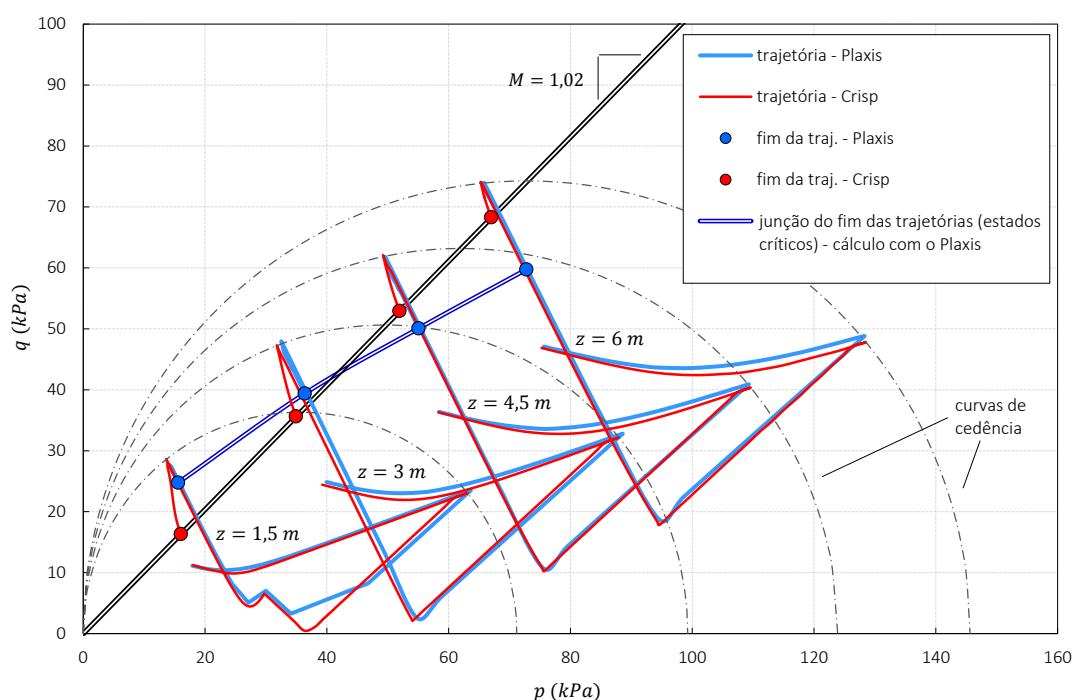
**Figura 5.34:** Comparação da evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo NC e OC. Comparação dos modelos CCM e MC. Cálculos com o programa Crisp, utilizando modelo com muro de suporte e junta, paramento liso e com deslocamento aplicado em rotação. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço.

#### 5.4.2.4 Trajetórias de tensão

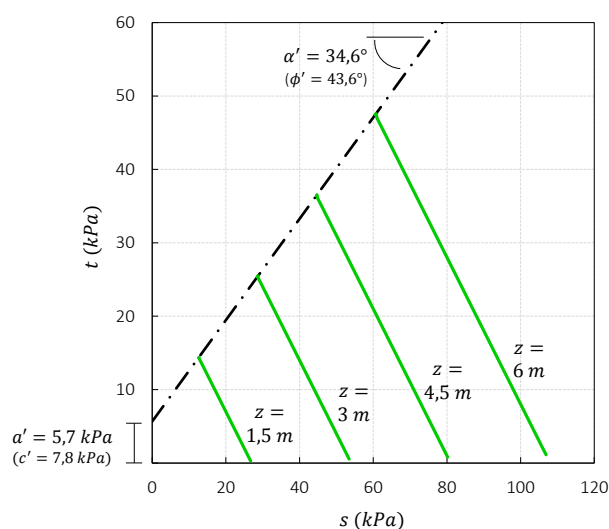
Sobre as [trajetórias de tensão dos cálculos com o modelo CCM](#) (Figura 5.35a), a questão principal já foi referida: no Plaxis estas não terminam sobre a LEC, ao passo que no Crisp terminam.

As trajetórias do presente capítulo são muito semelhantes às do Capítulo 4, em que os cálculos se fizeram em EPD com peso nulo (trajetórias apresentadas na Figura 4.19). Em relação às trajetórias no presente capítulo, podem assim acrescentar-se os aspetos já observados nos capítulos anteriores: a aplicação da sobrecarga leva a trajetória (para as várias profundidades) a atingir um  $p$  máximo, que define a curva de cedência; depois é removida a sobrecarga e posteriormente é aplicado um deslocamento ao solo, levando a trajetória a atingir um pico, quando intersesta a curva de cedência; a trajetória desce depois em direção à LEC, terminando quando a atinge (uma descrição mais completa foi feita para um cálculo em estado triaxial com solo OC: Figura 3.12 e Tabela 3.6).

Relembra-se que o pico foi atingido, nas 4 trajetórias referentes a 4 profundidades diferentes, para diferentes deslocamentos: para  $z = 6 \text{ m}$  o pico foi atingido com a aplicação de  $d = 11 \text{ cm}$  ao passo que para o ponto a  $z = 1,5 \text{ m}$  o pico foi necessário aplicar um deslocamento de cerca de  $d = 21 \text{ cm}$  para a trajetória atingir o pico.



(a) modelo CCM



(b) modelo MC

**Figura 5.35: Trajetórias de tensão dos cálculos com solo OC e paramento liso, com solo modelado pelo CCM (em cima) e MC (em baixo). Trajetórias relativas aos cálculos com deslocamento aplicado em translação num modelo sem muro nem junta (trajetórias dos cálculos com muro e junta são semelhantes). Nas trajetórias relativas ao modelo CCM comparam-se os programas Plaxis e Crisp.**

Nas trajetórias referentes aos cálculos com o modelo MC (Figura 5.35b) não se desenvolve um pico, como se sabe, terminando a trajetória quando atinge a envolvente de ruptura. Relembra-se que o solo é coesivo, logo a envolvente interseja a origem num valor de  $t$  maior que zero (este valor é dado por  $a'$ ). Acrescente-se que as trajetórias se iniciam muito próximo do eixo horizontal, indicando que,

no estado *in situ*, tem-se  $t = (\sigma_v - \sigma_h)/2 \approx 0$ . Isto porque, nos cálculos de análise do caso OC, com solo modelado pelo MC, tem-se:  $K_0 = \sigma_{h0}/\sigma_{v0} = 0,98$ , logo  $\sigma_{h0} \approx \sigma_{v0}$ .

### 5.4.3 Descrição e comentário dos resultados obtidos com paramento rugoso (cálculos $R^{OC}$ e $JR^{OC}$ )

#### 5.4.3.1 Introdução

No caso de utilização de solo sobreconsolidado e paramento rugoso, a forma como as pressões tangenciais são aplicadas no solo, no caso em que não é utilizada junta, revela-se mais complexo que no caso anterior.

Constatou-se que no solo OC modelado pelo CCM as pressões atingiram um mínimo - pressões ativas de pico - e depois aumentaram até ao valor ativo crítico. Em parâmetros Mohr-Coulomb, esse solo no estado de pico corresponde a um solo com coesão e ângulo de resistência ao corte:  $c' = 7,8 \text{ kPa}$  e  $\phi' = 43,6^\circ$ . Para calcular as pressões tangenciais a aplicar no caso OC, para o solo modelado pelo CCM, no pico, e para o solo modelado pelo MC, no estado ativo (que representa o pico do solo modelado pelo CCM), no caso em que no modelo não está presente uma junta (nem muro explícito), utiliza-se uma extensão do método de Coulomb para solos coesivos e paramento rugoso (Craig, 2004). Este método foi apresentado na secção 2.2.4.2 e relembram-se aqui as suas expressões. Como se considera  $c_w = 0$ , a Equação (2.37) fica:

$$K_{ac} = 2\sqrt{K_a} \quad (5.4)$$

com  $K_a$  dado pelo método de Coulomb (Eq. (2.15)), onde se considera  $\delta = \frac{2}{3}\phi' = \frac{2}{3} \times 43,6^\circ = 29^\circ$ . As pressões ativas teóricas são dadas por:

$$\sigma_a = K_a \gamma z - K_{ac} c' \quad (2.36)$$

Refira-se que desta expressão resultam, até uma certa profundidade  $z_0$  (Eq. (2.38)), pressões de terras negativas. Por conseguinte, não se aplicam tensões tangenciais até essa profundidade. A partir da Eq. (2.40), as tensões tangenciais a aplicar (desde que positivas) nos casos  $R^{OC}$ , no pico, ficam:

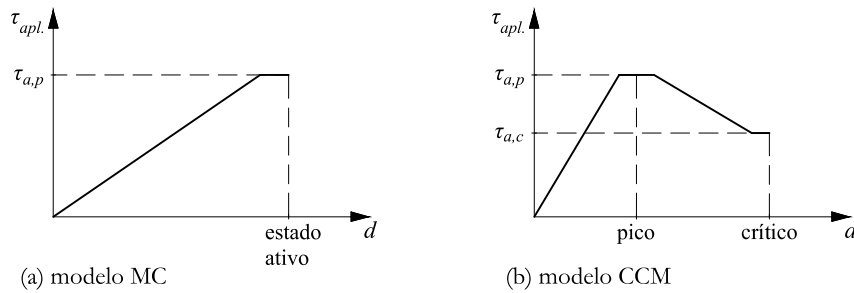
$$\tau_{a,p} = \sigma_{va} = \sigma_a \tan(\lambda + \delta) = (K_a \gamma z - K_{ac} c') \tan(\lambda + \delta) \quad (5.5)$$

com  $\phi' = 43,6^\circ$ ,  $\delta = 29^\circ$  e  $\lambda = 0$ . Estas são as tensões a aplicar no estado ativo do solo modelado pelo MC e também no momento em que o solo modelado pelo CCM atinge o pico, para este caso. Depois do pico, o solo modelado pelo CCM atinge o estado crítico, e as pressões horizontais ativas críticas teóricas (que são as mesmas que no estado crítico no caso NC) são menores que as de pico. Pela teoria de Coulomb, também as tensões tangenciais serão menores na fase crítica que no pico. Assim, será mais correto aplicar, na fase crítica, as pressões tangenciais ativas teóricas críticas, dadas pela Equação (5.2) (pressões que foram aplicadas também na fase crítica do caso NC):

$$\tau_{a,c} = K_{va} \gamma z = K_a \sin(\lambda + \delta) \gamma z \quad (5.2)$$

com  $\phi = 36^\circ$ ,  $\delta = 24^\circ$  e  $\lambda = 0$ . Sendo assim, haverá, para o caso de solo modelado pelo CCM, duas fases de aplicação de tensões tangenciais. Resumindo, nos cálculos  $R^{OC}$ :

- para solo modelado pelo MC, as tensões tangenciais aplicam-se da forma apresentada na Figura 5.36a, sendo no estado ativo dadas pela Equação (5.5);
- para solo modelado pelo CCM, as tensões tangenciais aplicam-se da forma apresentada na Figura 5.36b; no pico estas são dadas pela Equação (5.5) e no estado crítico pela Equação (5.2).



**Figura 5.36: Tensões tangenciais aplicadas no solo, enquanto é aplicado o deslocamento, para o caso de utilização de solo OC e paramento rugoso, em modelo sem junta.**

As pressões tangenciais aplicadas podem observar-se na Figura 5.37. A identificação do deslocamento em que é atingido o pico, para que se saiba o momento onde se aplicam integralmente as pressões tangenciais de pico,  $\tau_{a,p}$ , é feita de forma iterativa, já que a aplicação das pressões tangenciais influencia o desenvolvimento das pressões horizontais. Para primeira hipótese considera-se o deslocamento para o qual foi atingido o impulso de pico no caso de utilização de paramento liso e solo OC (secção 5.4.2). O mesmo método é utilizado para definir o deslocamento em que se atinge o estado crítico, momento esse onde se aplicam integralmente as tensões tangenciais críticas,  $\tau_{a,c}$  (como apresentado na Figura 5.36b). Ainda assim, é difícil identificar exatamente os momentos em que são atingidas as pressões ativas, logo, para que quando as pressões ativas forem atingidas as tensões tangenciais para os estados ativos (de pico e crítico) estejam efetivamente aplicadas, estas são aplicadas um pouco antes desses estados serem atingidos, como se observa na Figura 5.36.

Acrescente-se ainda que, no caso de presença de junta, esta está presente logo na fase de aplicação e remoção da sobrecarga, havendo logo aí um desenvolvimento de pressões tangenciais.

### 5.4.3.2 Pressões tangenciais

As duas fases – de pico e crítica – de aplicação de **tensões tangenciais**, no caso de utilização de modelo sem junta, podem ver-se na Figura 5.37, constatando-se que as tensões desenvolvidas, no final de cada fase, coincidem relativamente bem com as aplicadas.

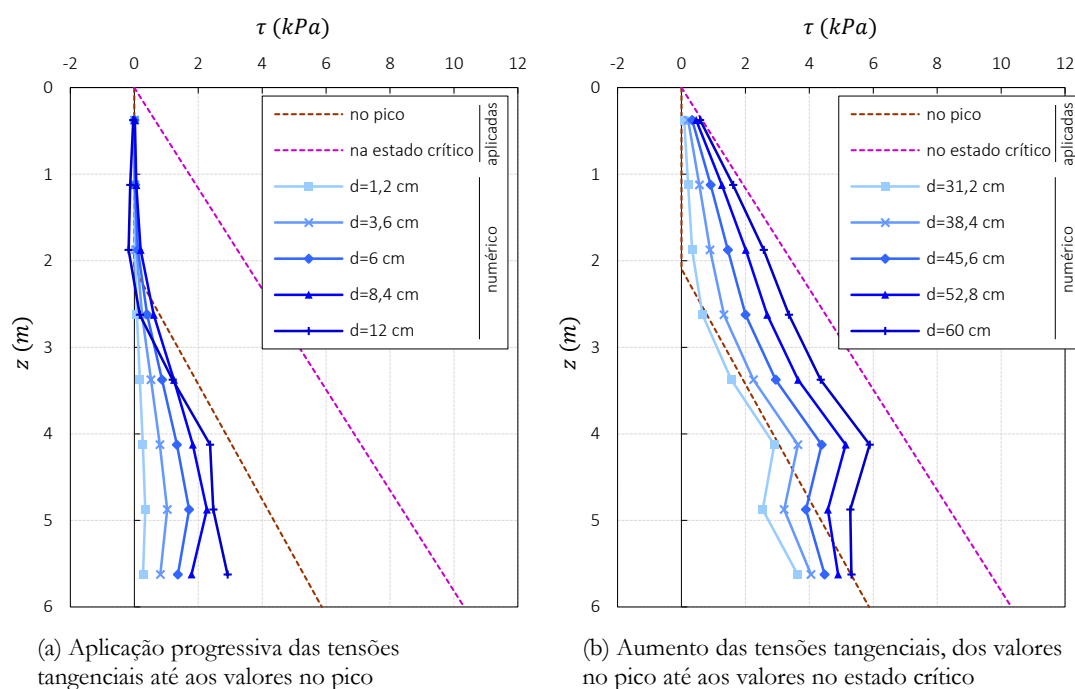


Figura 5.37: **Tensões tangenciais** no solo, em profundidade, junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com paramento rugoso e solo OC modelado pelo CCM. Comparação das tensões resultantes do cálculo com as tensões aplicadas no solo. Cálculo em modelo **sem muro nem junta**.

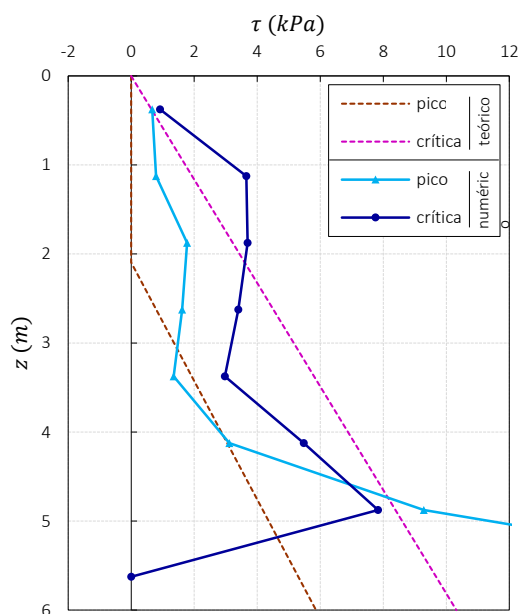


Figura 5.38: **Tensões tangenciais** analisadas na junta, nas fases de pico e de estado crítico, relativas aos cálculos com paramento rugoso e solo OC modelado pelo CCM (e deslocamento em translação). Comparação com as tensões que, pelas teorias, se desenvolvem. Cálculo em modelo **com muro e junta**.



Apresentam-se também as tensões tangenciais desenvolvidas, no caso de utilização de modelo com muro e junta, na fase de pico e na fase crítica (Figura 5.38). Verifica-se que estas não coincidem exatamente com as teóricas, mas constata-se que são mais elevadas na fase crítica que no pico, tal como as teóricas. Refira-se que nestes cálculos, com solo OC modelado pelo CCM, no modelo em que a junta está presente (cálculos  $J^{OC}$ ), esta está presente logo na fase de aplicação e remoção da sobrecarga, havendo logo aí um desenvolvimento de pressões tangenciais, mas crê-se que esse não é um aspeto com consequências significativas nos resultados.

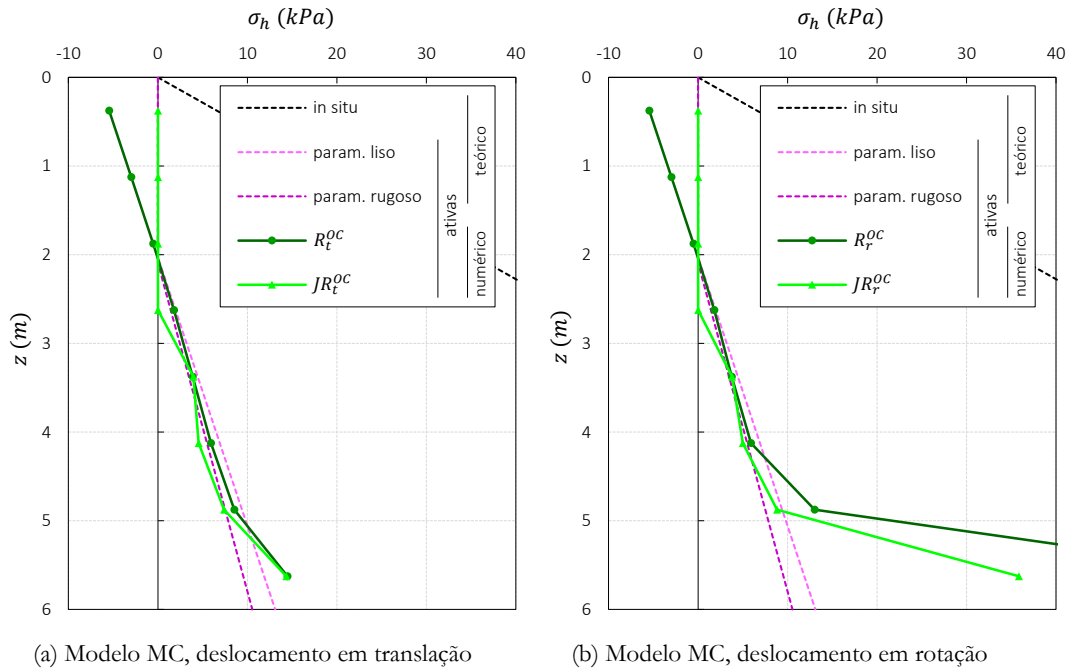
#### 5.4.3.3 Pressões horizontais

Apresentam-se de seguida as **pressões horizontais** resultantes dos cálculos com solo OC e paramento rugoso, começando pela análise aos cálculos com **solo modelado pelo MC** (Figura 5.39).

Para este caso, as pressões horizontais ativas podem ser comparadas com as seguintes pressões teóricas (obtidas a partir da Eq. (2.39)):

$$\sigma_{hat,MC} = \sigma_a \cos \delta = (K_a \gamma z - K_{ac} c') \cos \delta \quad (5.6)$$

sendo  $K_a$  dado por Coulomb (Eq. (2.15)),  $K_{ac}$  dado pelo Eq. (5.4) e com  $\phi' = 43,6^\circ$  e  $\delta = 29^\circ$ . Verifica-se que as pressões ativas resultantes dos cálculos, para ambos os casos com e sem muro de suporte modelado explicitamente, são semelhante às teóricas.



**Figura 5.39: Pressões de terras horizontais** ativas, em profundidade, relativas aos cálculos com paramento rugoso, solo OC modelado pelo MC e utilizando o programa Crisp, fazendo a comparação de modelo com e sem muro explícito (e junta). Comparação ainda de deslocamento em translação (à esquerda) e rotação (à direita).

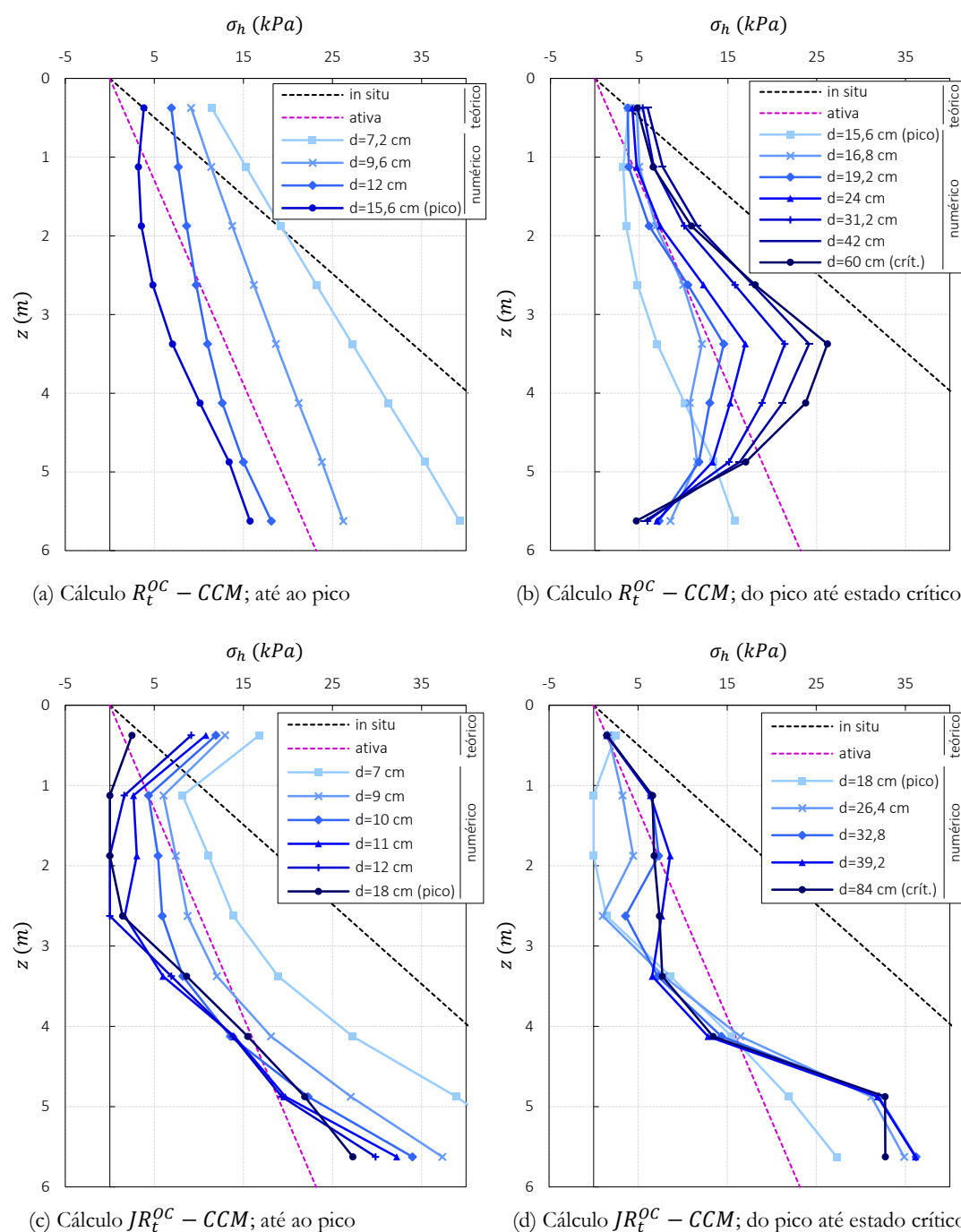
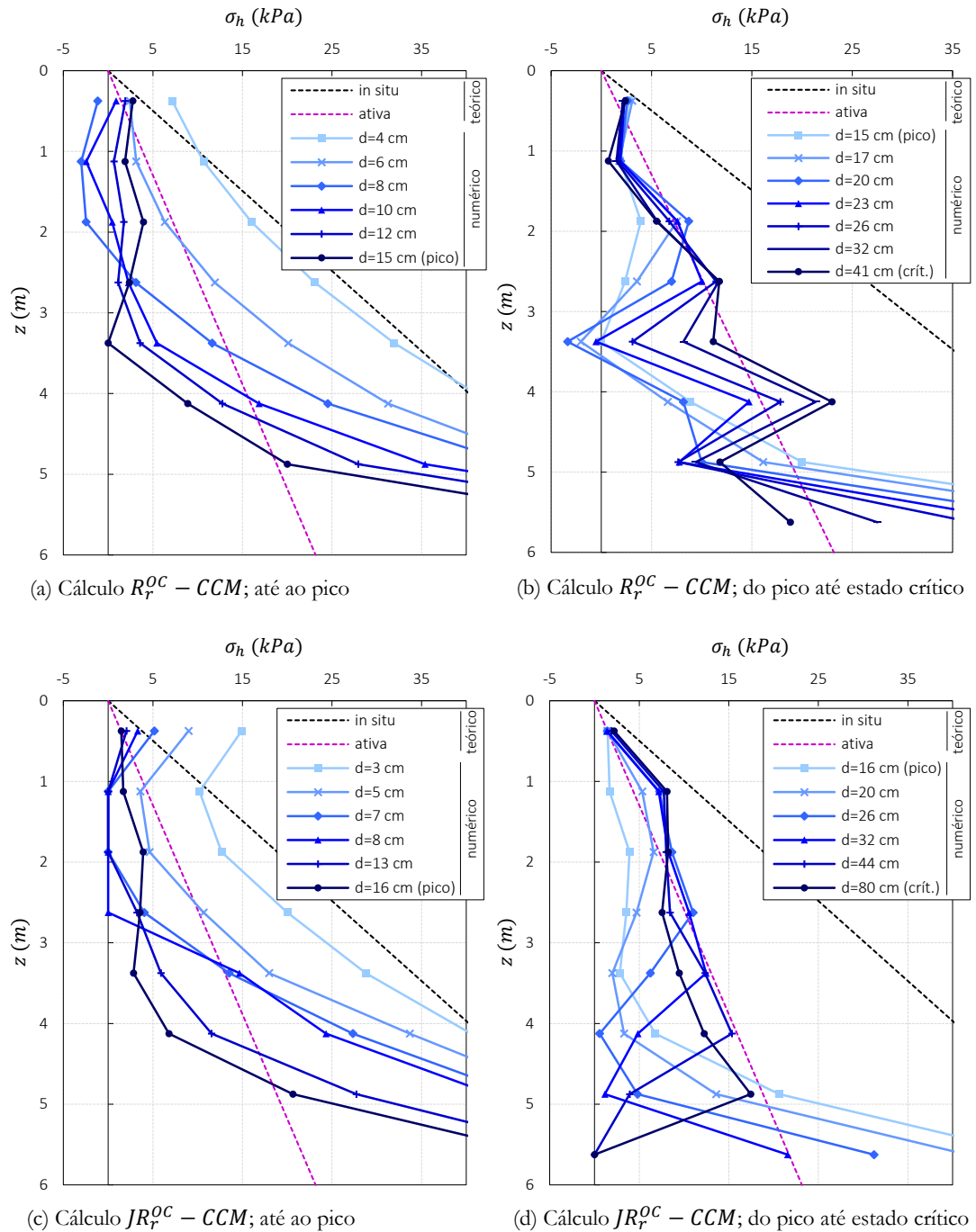


Figura 5.40: Pressões de terras horizontais em profundidade, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos com paramento rugoso, solo OC modelado pelo CCM, deslocamento em translação e utilizando o programa Crisp. Comparação de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).



**Figura 5.41: Pressões de terras horizontais** em profundidade, para alguns incrementos de deslocamento, relativos aos cálculos com paramento rugoso, solo OC modelado pelo **CCM**, deslocamento em **rotação** e utilizando o programa Crisp. Comparação de modelo sem muro nem junta (em cima) e com muro e junta (em baixo).

Analisam-se agora as pressões horizontais resultantes dos cálculos com o **modelo CCM**. Os cálculos com este modelo revelam-se “pesados” e complexos, porque a utilização de paramento rugoso e a utilização de solo OC modelado pelo CCM, torna os cálculos mais complexos e lentos, e aqui estas características são utilizadas em simultâneo. Refira-se que devido à complexidade de alguns destes

cálculos, realizados com o programa Crisp, surgiram nestes alguns *erros de equilíbrio*, erros estes que alteram os resultados, pelo que nesses cálculos foi necessário anular ao máximo esses erros; isso conseguiu-se pelo acrescento de uma fase de incrementos de cálculo em que, não sendo aplicado qualquer deslocamento, permitiu um reequilíbrio de tensões e deformações.

Os resultados obtidos com estes cálculos mostram-se menos regulares que os até aqui obtidos, pelo que a análise se faz de uma forma cuidada, apresentando-se, para os vários casos, a evolução das pressões com alguns incrementos, primeiro até ao pico, e depois do pico até ao estado crítico. Na Figura 5.40 apresentam-se as pressões horizontais para o caso de deslocamento aplicado em translação, verificando-se que as pressões horizontais de pico são menores no caso de utilização de muro e junta (Figura 5.40c) do que no caso em que não se utiliza muro nem junta (Figura 5.40a).

Em relação às pressões no estado crítico, estas têm um desenvolvimento em profundidade bastante diferente nos dois casos, e em ambos estas não coincidem com as teóricas. Estas pressões horizontais ativas teóricas críticas são as mesmas dos cálculos  $R^{NC}$ , dadas pelo método de Coulomb:

$$\sigma_{hatc,CCM} = K_{ha} \gamma z = K_a \cos(\lambda + \delta) \gamma z \quad (5.1)$$

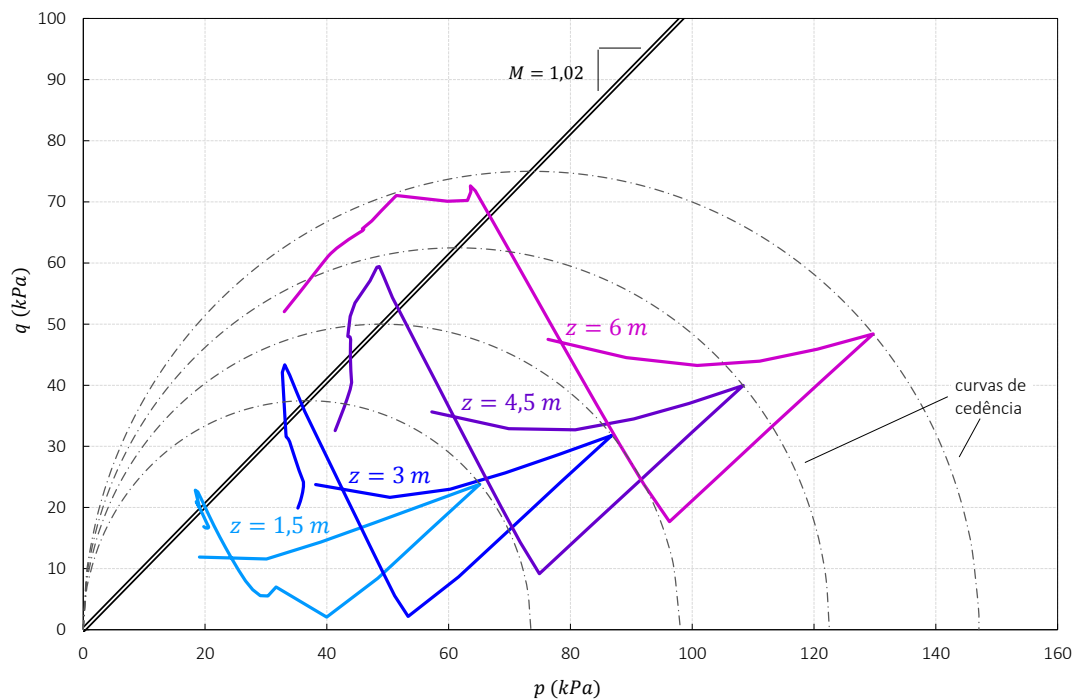
com  $\phi' = 36^\circ$ ,  $\delta = 24^\circ$  e  $\lambda = 0$ .

Também para o caso de deslocamento aplicado em rotação, apresentado na Figura 5.41, as pressões horizontais ativas numéricas críticas são diferentes das teóricas. Parece poder-se dizer que, para o caso de solo OC modelado pelo CCM, com paramento rugoso, as pressões ativas são um pouco mais regulares e mais próximas das teóricas se utilizado modelo com muro e junta em vez de modelo sem muro nem junta.

Concluindo, nos quatro cálculos com solo OC modelado pelo CCM, em modelo com paramento rugoso, aqui analisados, verificou-se que os resultados não são tão bons como os que foram analisados nos casos anteriores deste capítulo. Os cálculos do presente capítulo são o principal objeto deste trabalho, e numa fase inicial do trabalho realizaram-se, como análise exploratória, cálculos do género dos aqui apresentados, obtendo-se resultados não totalmente satisfatórios, tal como os que aqui se apresentam. Foram estes resultados que justificaram a decisão de modelar os vários casos analisados anteriormente, inclusive os dos 2 capítulos anteriores.

#### 5.4.3.4 Trajetórias de tensão

Para tentar compreender melhor os resultados, apresentados anteriormente, em termos de pressões horizontais, diferentes do esperado, analisam-se agora as trajetórias de tensão de um dos cálculos, em modelo com paramento rugoso (Figura 5.42). Como exemplo, escolhe-se analisar as trajetórias de tensão do cálculo  $R_t^{OC}$  (cujas pressões horizontais foram apresentadas na Figura 5.40 (a) e (b)).



**Figura 5.42:** Trajetórias de tensão dos cálculos com solo OC modelado pelo CCM e paramento rugoso. Trajetórias relativas ao cálculo  $R_t^{OC}$  (modelo sem muro nem junta e deslocamento aplicado em translação) realizado no programa Crisp.

Tal como foi até aqui realizado, analisam-se 4 trajetórias referentes a 4 profundidades diferentes. Analisando a figura, percebe-se que as trajetórias são regulares até à zona de pico, sendo que o pico que atingem não está localizado, para nenhuma das 4 trajetórias analisadas, exatamente sobre as curvas de cedência respetivas. Mas a estranheza que se observa nas trajetórias está após o pico, pois nessa fase desenvolvem-se trajetórias bastante esquisitas e diferentes do esperado: ao passo que no caso de solo OC e paramento liso (Figura 5.35a) as trajetórias descem regularmente até à LEC, neste caso estas tomam direções irregulares e não terminam em cima da LEC. As trajetórias não terminarem sobre a LEC já tinha acontecido em alguns dos casos anteriormente analisados (por exemplo no caso apresentado na Figura 5.12), mas nesses casos era apenas junto à base do paramento, sendo que no presente caso acontece em toda a altura do maciço.

Para solo fortemente OC as trajetórias de tensão podem atingir um pico, formando uma região de estados de pico (em termos teóricos, esta região apresentada na Figura 2.20a). Sabe-se que trajetórias nesta zona indicam pressões horizontais ativas de pico, que são menores que as pressões horizontais ativas críticas. Assim, analisando a terminação das trajetórias de tensão da Figura 5.42, tem-se que:

- no solo à profundidade  $z = 6 \text{ m}$  a trajetória termina acima da LEC, na região de estados de pico; consequentemente, a pressão horizontal ativa numérica crítica, a essa profundidade, será menor que a ativa teórica crítica;

- no solo às profundidades  $z = 1,5 \text{ m}$ ,  $z = 3 \text{ m}$  e  $z = 4,5 \text{ m}$ , as trajetórias terminam abaixo da LEC; consequentemente, as pressões horizontais ativas numéricas críticas, a essas profundidades, serão maiores que as ativas teóricas críticas.

Estas conclusões justificam o desenvolvimento de pressões horizontais observado na Figura 5.40b.

Concluindo, verificou-se que após ser atingido o pico as trajetórias tomam direções diferentes das esperadas e não terminam sobre a LEC; isto resulta em pressões horizontais ativas críticas irregulares em profundidade e diferentes das teóricas. Não se apresentam as trajetórias de tensões dos cálculos com solo OC modelado pelo MC, utilizando paramento rugoso, porque são semelhantes às dos cálculos com paramento liso (Figura 5.35b), sendo apenas de notar pequenas irregularidades junto à envolvente de rotura.

#### 5.4.3.5 Impulso horizontal

Analisando a Figura 5.43 verifica-se que, apesar da irregularidade verificada na generalidade das pressões horizontais, em termos de impulsos horizontais apenas no cálculo  $R_t^{OC}$  se encontra uma diferença entre o resultado numérico e teórico, no estado ativo. Todos os outros impulsos horizontais ativos numéricos são semelhantes aos teóricos. Para o solo modelado pelo MC, o impulso horizontal ativo teórico é dado, a partir das Eq. (2.42) e (2.43), e sabendo que  $c_w = 0$ , por:

$$I_{hat,MC} = \left( \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2c'h\sqrt{K_a} + \frac{2c'^2}{\gamma} \right) \cos \delta \quad (5.7)$$

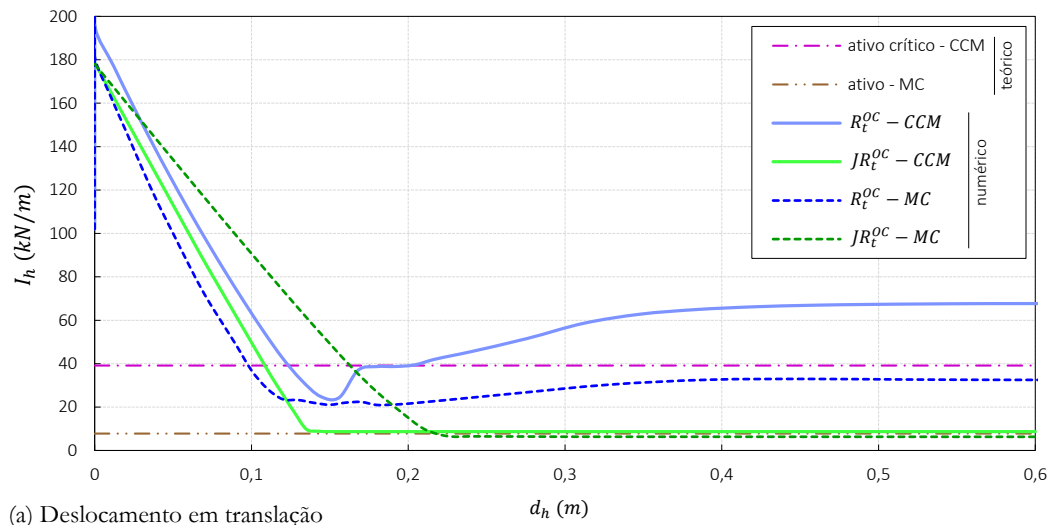
sendo  $K_a$  o de Coulomb (Eq. (2.15)) e utilizando  $\phi' = 43,6^\circ$  e  $\delta = 29^\circ$ . Para o solo modelado pelo CCM, o impulso horizontal ativo teórico crítico, dado por Coulomb, fica (igual ao referente aos cálculos  $R^{NC}$ ):

$$I_{hat,CCM} = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \cos(\delta) \quad (5.8)$$

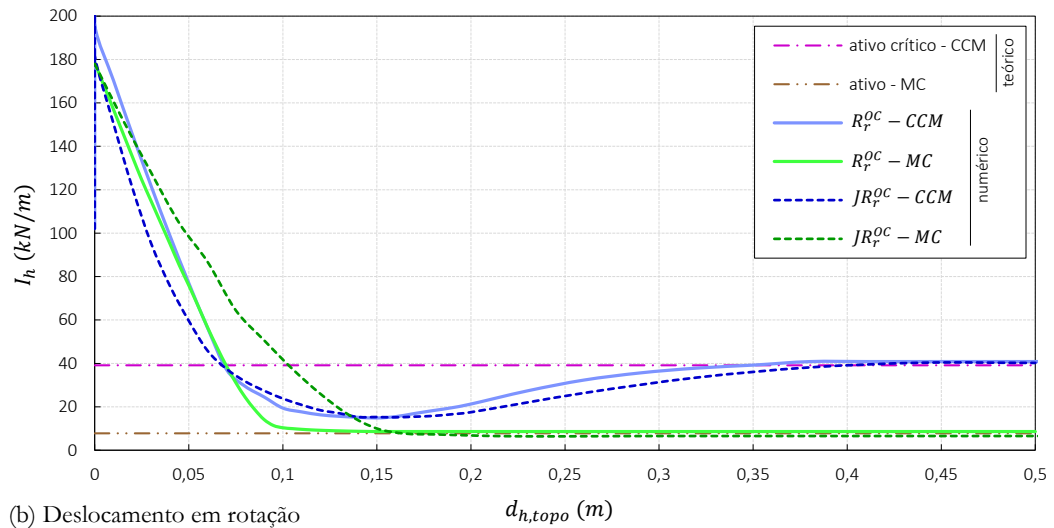
com  $\phi' = 36^\circ$ ,  $\delta = 24^\circ$ .

Note-se que o impulso horizontal ativo crítico é – exceto para o cálculo  $R_t^{OC}$  – menor que o dos casos, anteriormente apresentados, em que o paramento é liso, o que seria de esperar, porque a teoria diz-nos que a consideração de paramento rugoso (com atrito solo-paramento) permite uma diminuição do impulso ativo sobre o paramento.

Acrescente-se apenas que os impulsos no pico, no solo modelado pelo CCM, têm valores um pouco superiores aos dos impulsos ativos do solo modelado pelo MC, aspeto que tem sido constante nos vários cálculos realizados, por razões já referidas.



(a) Deslocamento em translação



(b) Deslocamento em rotação

Figura 5.43: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo OC e paramento rugoso. Comparação dos modelos CCM e MC e de modelo com e sem muro de suporte, para deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m junto à base.

## 5.5 Variação da resistência do solo

### 5.5.1 Introdução

Já que até aqui todos os cálculos consideraram uma única resistência do solo no estado crítico, decide-se fazer nesta secção uma variação na resistência do solo (utiliza-se  $\phi' = 30^\circ$  nos cálculos com o modelo MC, a que corresponde  $M = 0,87$  nos cálculos com o modelo CCM), e comparam-se os

resultados com os obtidos com os cálculos correspondentes anteriores (com  $\phi' = 36^\circ$  e  $M = 1,02$ ). Para fazer esta comparação escolhem-se apenas alguns casos: cálculos de impulso ativo, em modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação (cálculos  $J_r$ ). Compara-se a utilização de solo NC e OC e de paramento liso e rugoso (casos definidos na Tabela 5.1).

### 5.5.2 Pressões horizontais

Para comparar com os resultados obtidos, apresentam-se as pressões horizontais ativas teóricas críticas. Para o caso de paramento liso, estas são dadas pela teoria de Rankine (Eq. (2.6)); para o caso de paramento rugoso, estas são dadas por Coulomb, pela Eq. (5.1), que aqui se repete:

$$\sigma_{hatc} = K_{ha} \gamma z = K_a \cos(\delta) \gamma z \quad (5.1)$$

Ao estar-se a comparar solos com resistências  $\phi' = 36^\circ$  e  $\phi' = 30^\circ$ , os ângulos de atrito solo-estrutura a utilizar ( $\delta = \frac{2}{3} \phi'$ ) serão, respetivamente,  $\delta = 24^\circ$  e  $\delta = 20^\circ$ .

Analisando a Figura 5.44, verifica-se que a utilização de uma resistência do solo diferente leva a resultados da mesma qualidade dos obtidos com a resistência original. Pode concluir-se também que, como seria de esperar, a consideração de uma resistência do solo menor resulta em pressões horizontais ativas críticas maiores, quer utilizando o modelo CCM quer utilizando o modelo MC. Constata-se que as pressões no pico são também maiores, se for utilizado um solo menos resistente.

Para este caso, analisaram-se as pressões no solo junto ao paramento (sendo um pouco mais regulares que as na junta).



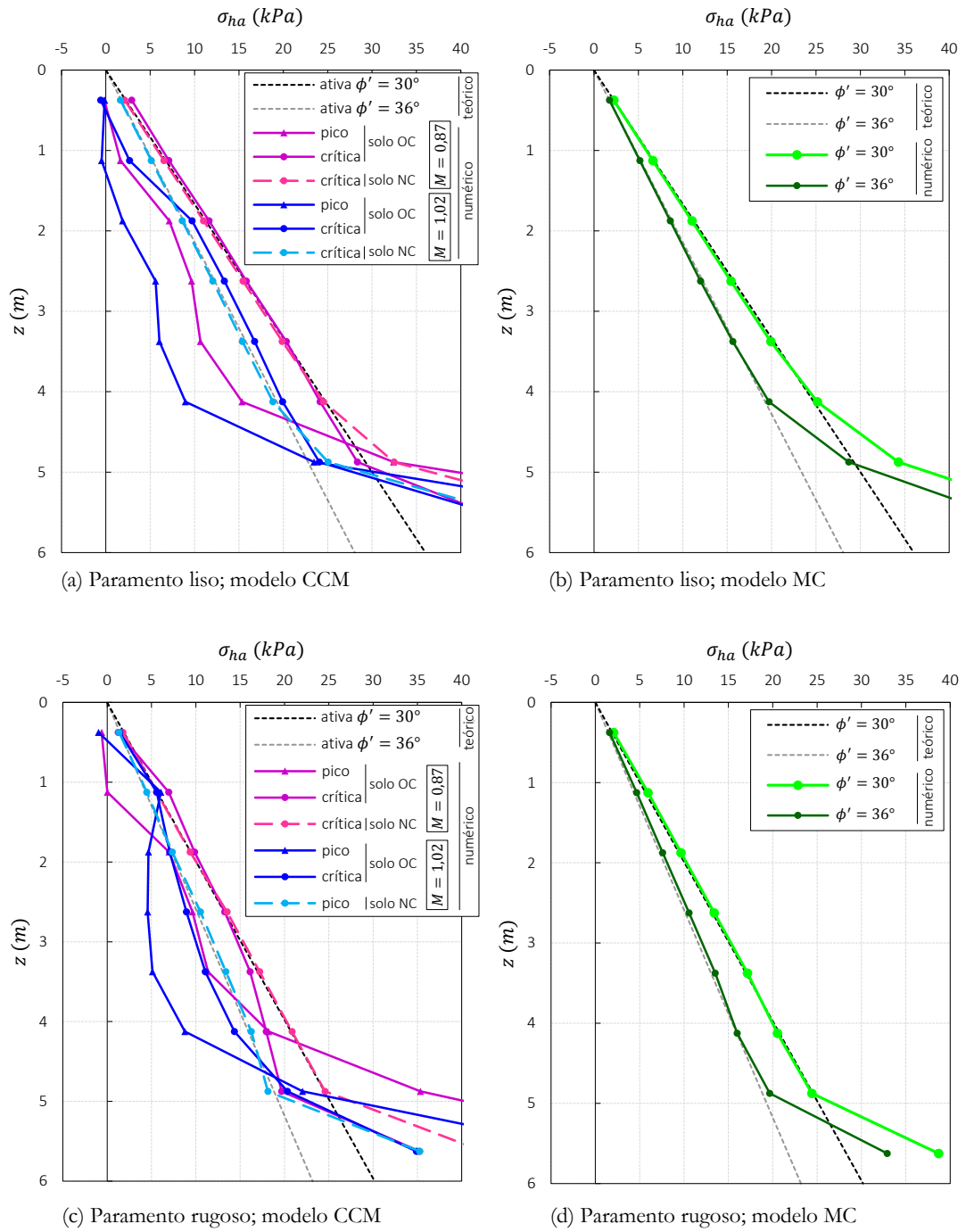


Figura 5.44: Pressões de terras horizontais ativas em profundidade relativas aos cálculos com solo com resistência  $\phi' = 30^\circ$  (a que equivale  $M = 0,87$ ). Comparação com cálculos anteriormente realizados, com resistência  $\phi' = 36^\circ$  (a que equivale  $M = 1,02$ ). Cálculos em modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação. Utilização de solo NC e OC, modelado pelo CCM (à esquerda) e pelo MC (à direita), em modelo com paramento liso (em cima) e rugoso (em baixo) – cálculos  $JL_r^{NC}$ ,  $JL_r^{OC}$ ,  $JR_r^{NC}$  e  $JR_r^{OC}$ .

### 5.5.3 Impulso horizontal

O impulso horizontal ativo teórico crítico é dado por Rankine (Eq. (2.10)) e Coulomb (Eq. (5.3)), para o caso de paramento liso e rugoso, respetivamente. As conclusões referidas em relação às pressões servem também para os impulsos; ou seja, conclui-se que a consideração de uma resistência do solo mais baixa resulta em pressões horizontais ativas maiores, para ambos os modelos de comportamento do solo utilizados (ativas de pico e críticas para modelo CCM).

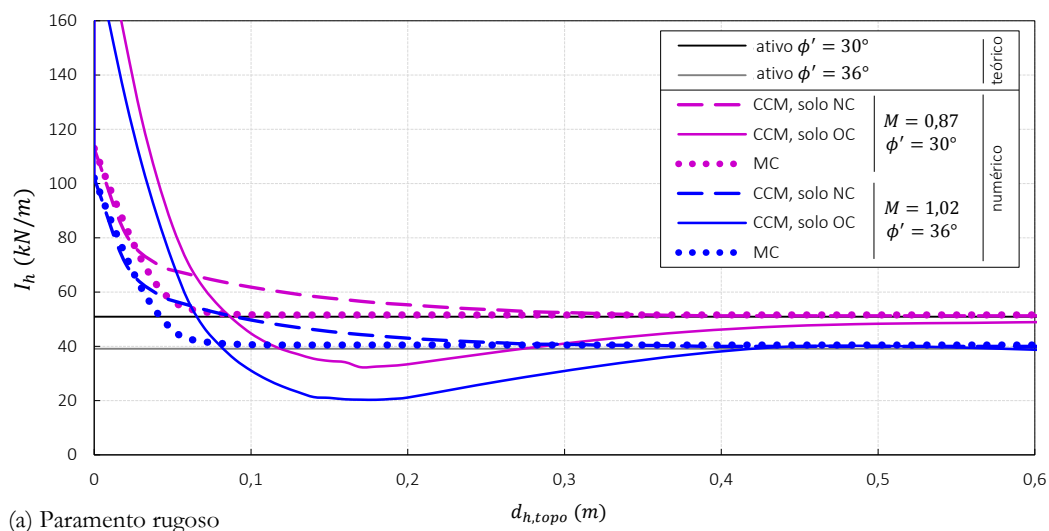
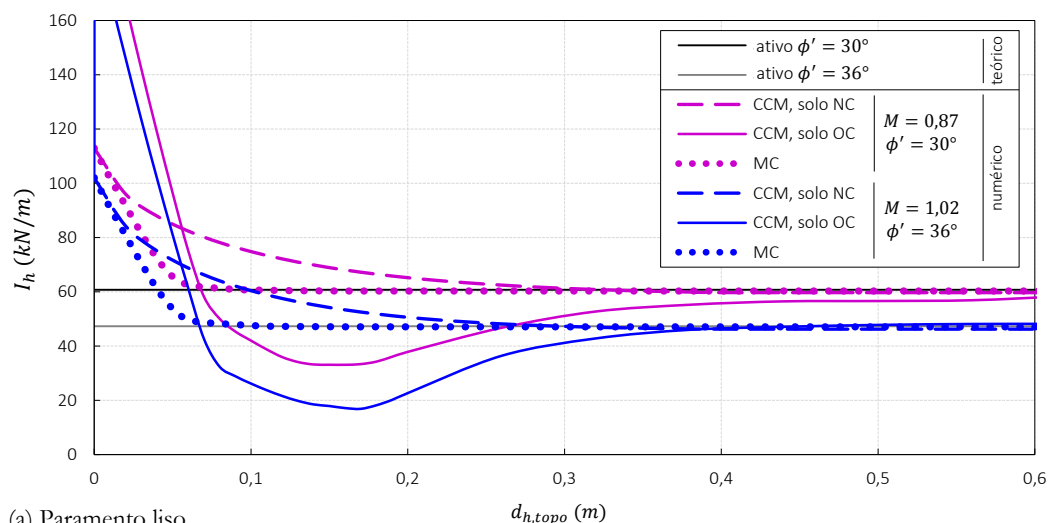


Figura 5.45: Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos com solo com resistência  $\phi' = 30^\circ$  (a que equivale  $M = 0,87$ ). Comparação com cálculos anteriormente realizados, com resistência  $\phi' = 36^\circ$  (a que equivale  $M = 1,02$ ). Cálculos em modelo com muro de suporte e junta e com deslocamento aplicado em rotação. Utilização de solo NC e OC, modelado pelo CCM e pelo MC, em modelo com paramento liso (em cima) e rugoso (em baixo) – cálculos  $JL_r^{NC}$ ,  $JL_r^{OC}$ ,  $JR_r^{NC}$  e  $JR_r^{OC}$ . Cálculo do impulso exclui camada com 1,5 m junto à base.

## 5.6 Pressões passivas

### 5.6.1 Introdução

Todos os cálculos até aqui realizados foram do caso ativo. Pretende-se agora fazer alguns cálculos de modo a obter pressões e impulsos passivos. Para tal, utilizam-se, como definido na Tabela 5.1, os cálculos com modelo sem muro de suporte e com paramento liso (cálculos  $L$ ). Fazem-se cálculos com deslocamento aplicado em translação e rotação. A principal comparação, porém, é de utilização de solo NC e OC (realizam-se dois cálculos com solo OC, variando o grau de sobreconsolidação). A análise com solo OC é feita apenas utilizando o modelo CCM.

A diferença no procedimento, em relação ao caso ativo, está no sentido em que é aplicado o deslocamento, que no caso passivo terá de ser o inverso do caso ativo. Ou seja, para obter as pressões passivas o deslocamento é feito “para dentro” do solo. No caso em que é aplicado deslocamento em rotação, esta é feita, tal como no caso ativo, em torno da base do paramento, mas no caso passivo a rotação tem sentido inverso.

### 5.6.2 Pressões horizontais

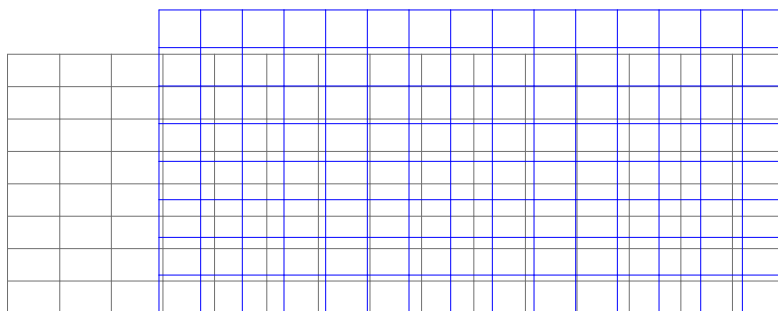
Nas análises do caso ativo verificou-se que a aplicação de deslocamento “para fora” do solo resulta num assentamento do solo. Analisando, na Figura 5.46, a deformada do caso passivo, analisado nesta secção, constata-se que a aplicação de deslocamento “para dentro” do solo provoca um empolamento do solo (subida da superfície do maciço de terras).

Se, no caso ativo, e estado o solo NC, o deslocamento provocava uma diminuição progressiva das pressões horizontais, no caso passivo o deslocamento aplicado “para dentro” do solo leva as pressões horizontais a aumentarem progressivamente (Figura 5.47). Utilizando qualquer um dos dois modelos – MC e CCM - as pressões aumentam até estabilizarem num valor, que se considera o passivo. Verifica-se que estas pressões horizontais passivas, resultantes dos cálculos, coincidem com as teóricas (exceto para maiores profundidades, no caso de aplicação de deslocamento em rotação), dadas pela teoria de Rankine, cuja equação aqui se repete:

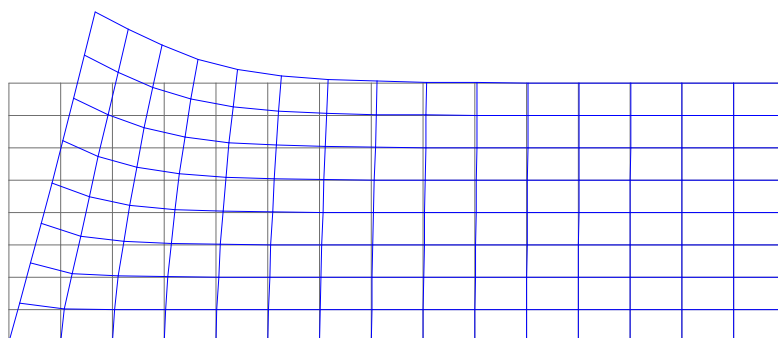
$$\sigma_{hp} = \frac{1 + \sen \phi'}{1 - \sen \phi'} \gamma \quad (2.7)$$

Para analisar o caso sobreconsolidado (OC) utiliza-se o mesmo procedimento que foi utilizando aquando da análise de pressões ativas: aplicação e posterior remoção de uma sobrecarga de 54 kPa, ficando o solo a meia altura do maciço com  $OCR = \sigma_{v,max}/\sigma_v = 2$ . O desenvolvimento das pressões em profundidade está apresentado na Figura 5.48. Estando o solo sobreconsolidado, poder-se-ia esperar, como aconteceu no caso ativo, um desenvolvimento de pressões de pico. Se no caso ativo as pressões diminuem com o deslocamento, o pico é o desenvolvimento de pressões mínimas;

no caso passivo, o pico será então o desenvolvimento de pressões máximas. Acontece que, pelo que se observa na figura, as pressões horizontais atingem um máximo (para  $d = 12\text{ cm}$ , por exemplo para o caso de deslocamento em translação), antes de atingirem o valor crítico, apenas na zona mais próxima à superfície (até  $z = 0,8\text{ m}$ ).



(a) Deslocamento em translação



(b) Deslocamento em rotação

**Figura 5.46: Deformada do solo no momento em que é atingido o impulso passivo, para um caso exemplificativo (solo NC modelado pelo CCM; caso de utilização de modelo sem muro de suporte nem junta e consideração de paramento liso). Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e em rotação (em baixo). Representação a cinzento do solo no estado *in situ* e a azul do solo deformado. Escala: deformação reduzida 50%.**

A análise às trajetórias de tensão, que será feita mais à frente, permite perceber que o solo não atinge, na maior parte do desenvolvimento em profundidade, pressões de pico, porque este não está sobreconsolidado a um grau suficientemente elevado. Assim, para tentar que o solo desenvolva claramente pressões de pico, leva-se o solo a maiores graus de sobreconsolidação: decide-se fazer com que o ponto a meia altura do maciço tenha  $OCR = 5$ . Para tal, é necessário aplicar e posteriormente remover-se uma sobrecarga de 216 kPa (experimenta-se aplicar sobrecargas ainda mais elevadas mas os cálculos dão erro, provavelmente devido à ocorrência de graus de sobreconsolidação demasiado elevados no solo junto à superfície). Este caso, apresentado na Figura 5.49, é analisado apenas com deslocamento em translação. Analisando a Figura 5.49c, verifica-se que neste caso as pressões horizontais atingem um pico máximo até profundidades bastante maiores (cerca de  $z = 2,8\text{ m}$ ; o solo abaixo desse ponto não atinge pico).

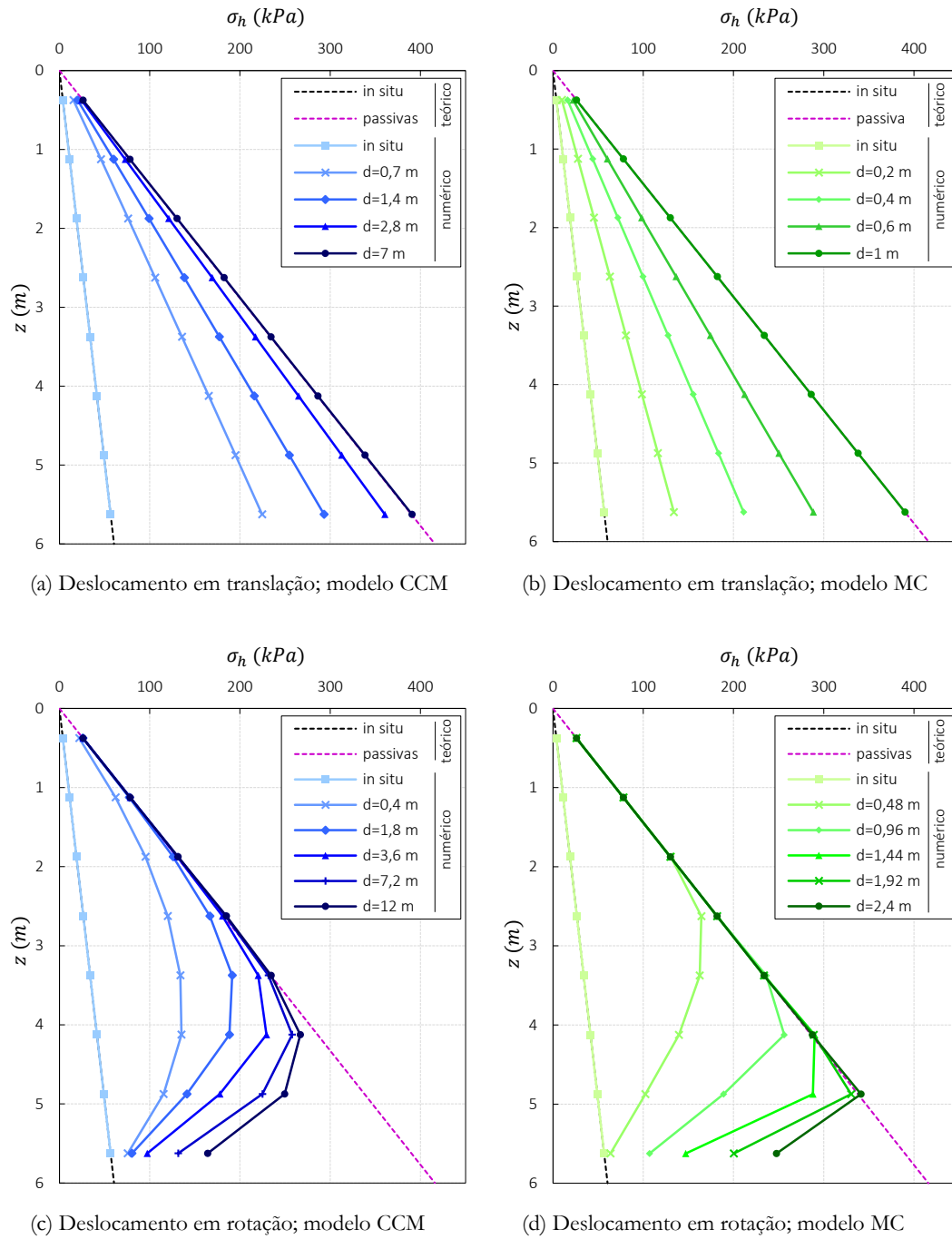
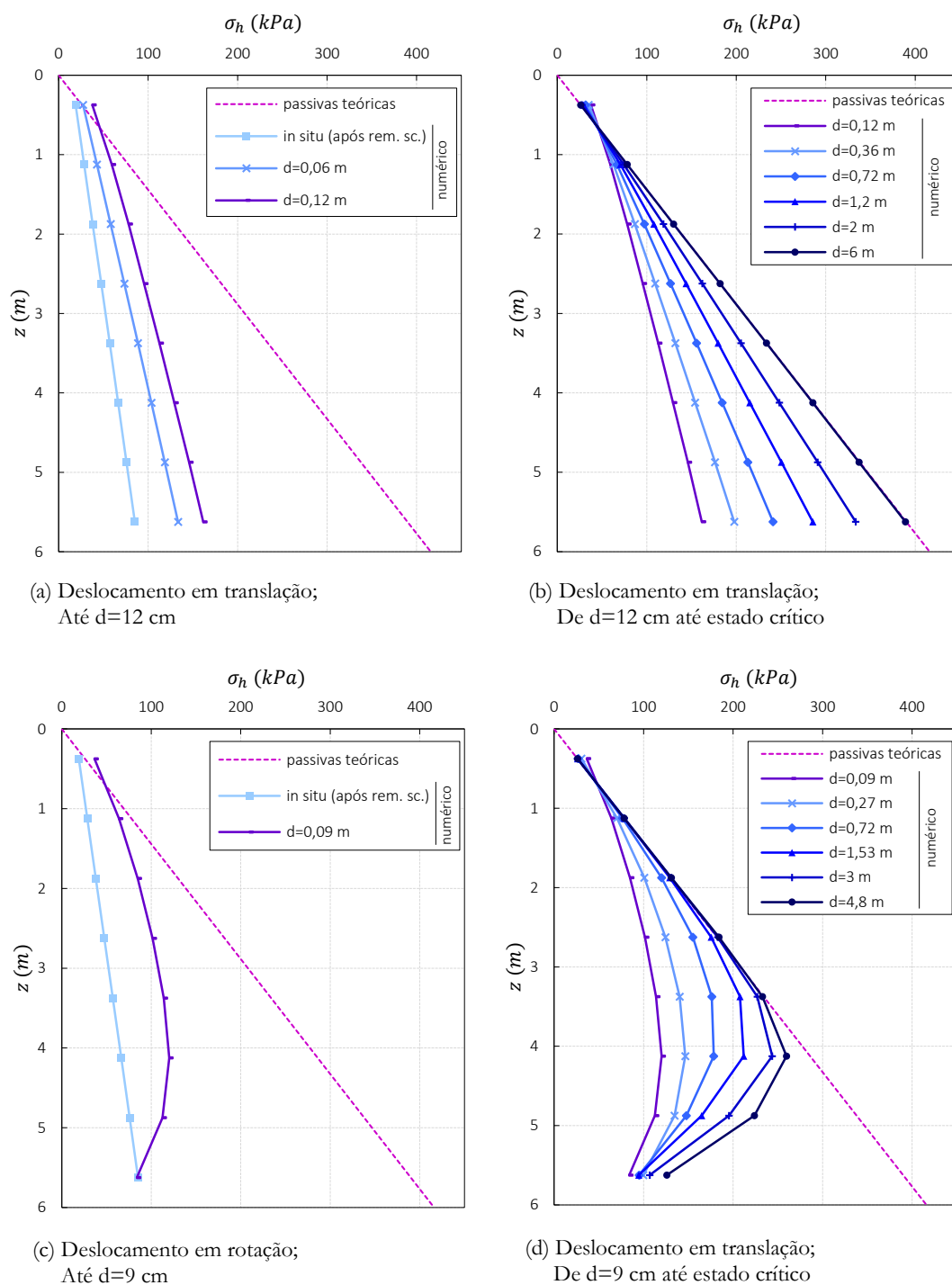


Figura 5.47: Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativas aos cálculos do caso passivo com **solu NC** (cálculos com paramento liso e sem muro de suporte explícito). Comparação dos modelos CCM (do lado esquerdo) e MC (do lado direito) e de deslocamento aplicado em translação (em cima – cálculos  $LP_t^{NC}$ ) e rotação (em baixo – cálculos  $LP_r^{NC}$ ).



**Figura 5.48:** Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativos aos cálculos do caso passivo com **solo OC, com  $OCR = 2$  a meia altura** do maciço (sobrecarga=54 kPa). Cálculos com paramento liso e sem muro de suporte. Do lado esquerdo apresentam-se as curvas de pressões até ao deslocamento para o qual se atinge uma pressão de pico (pico de pressão máxima) no ponto analisado mais próximo à superfície; do lado direito apresentam-se as curvas de pressões para alguns incrementos de deslocamento restantes, até ser atingido o estado crítico. Comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima – cálculos  $LP_t^{OC}$ ) e rotação (em baixo – cálculos  $LP_r^{OC}$ ).

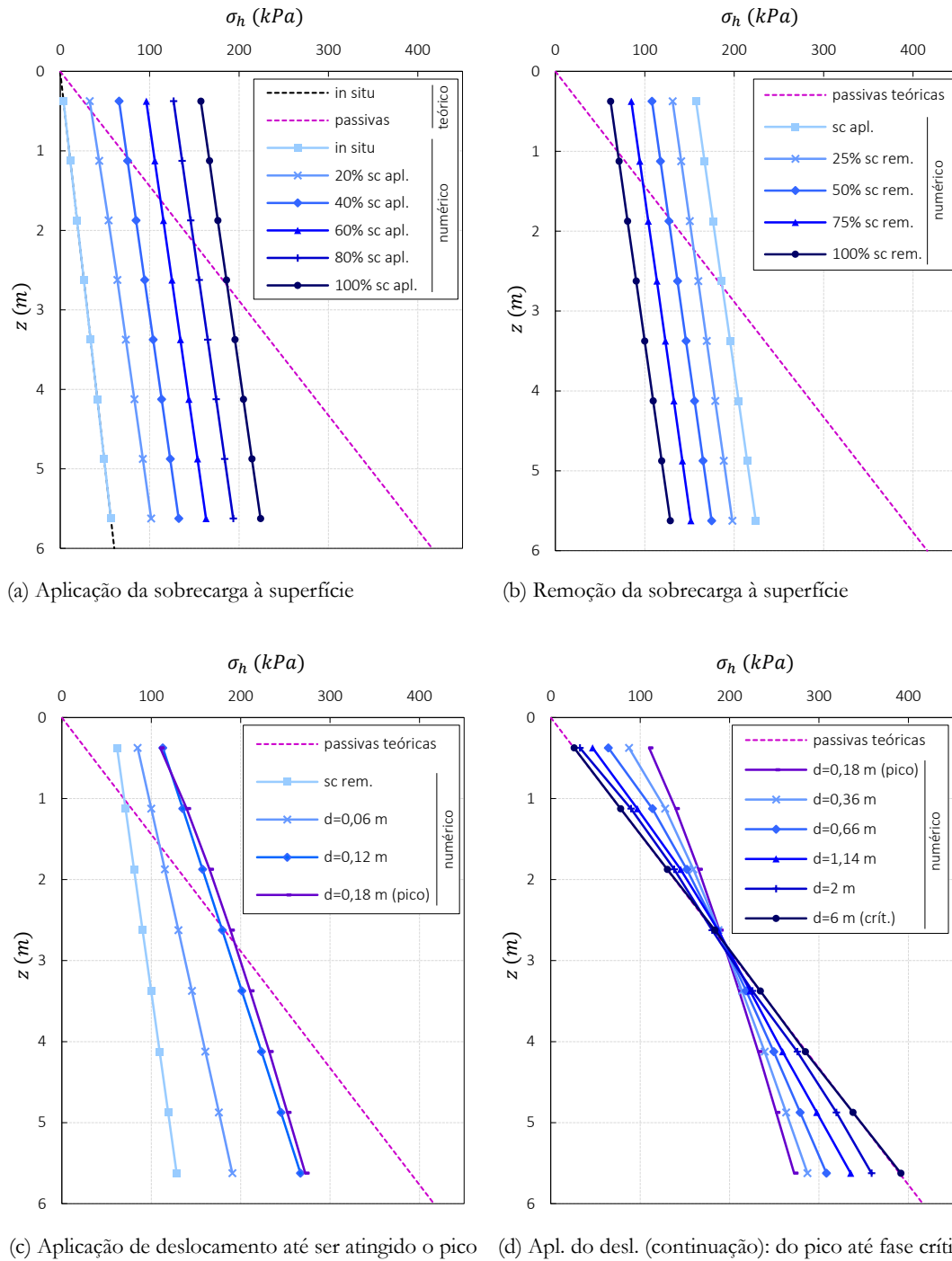
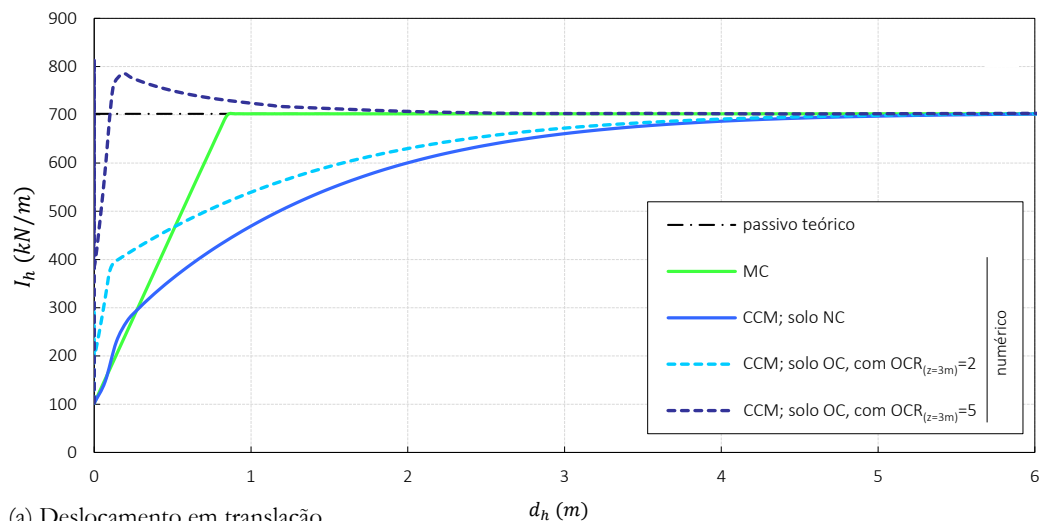


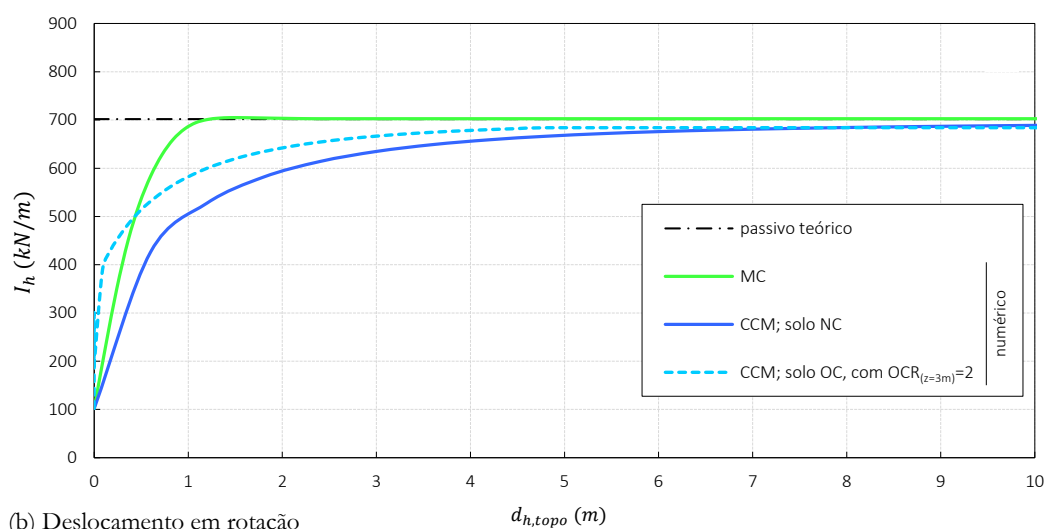
Figura 5.49: Pressões de terras horizontais em profundidade, no solo junto ao paramento, para alguns incrementos de deslocamento, relativos aos cálculos do caso passivo com **solo OC**, com **OCR = 5 a meia altura** do maciço (sobrecarga=216 kPa). Cálculos com paramento liso e sem muro de suporte explícito, e com deslocamento aplicado em translação (cálculo  $LP_t^{OC}$ ). Apresentação em 4 figuras correspondentes a 4 fases do cálculo.

### 5.6.3 Impulso horizontal

Apresenta-se, na Figura 5.50, a análise ao impulso horizontal.



(a) Deslocamento em translação



(b) Deslocamento em rotação

**Figura 5.50:** Evolução do impulso de terras horizontal com o deslocamento aplicado, para os cálculos do caso passivo. Comparação de solo modelado pelo MC e pelo CCM, este último comparando duas sobrecargas diferentes aplicadas ao maciço (um destes casos apenas calculado em translação); comparação de deslocamento aplicado em translação (em cima) e rotação (em baixo). Cálculos em modelo sem muro de suporte nem junta e considerando que o paramento é liso. Cálculo do impulso exclui camada de solo com 1,5 m de altura, junto à base do maciço.

Verifica-se que, no caso de solo OC com  $OCR_{z=3} = 2$ , este não atinge um pico, apesar de estar sobreconsolidado. É fácil de compreender porquê, já que, como se observou na Figura 5.48, apenas os pontos muito próximos da superfície desenvolveram pico (pressões maiores que as no estado crítico), e, para o deslocamento no qual é atingido essa pressão de pico na zona à superfície, as



pressões a profundidades maiores (de  $z = 0,8 \text{ m}$  a  $z = 6 \text{ m}$ ) são inferiores às passivas críticas. Assim, facilmente se percebe que a integração das pressões nesse incremento de deslocamento leva a um impulso menor que no estado crítico.

Ou seja, para que seja desenvolvido um impulso de pico, terá de haver um incremento de deslocamento em que a integração das pressões horizontais em profundidade resulte num valor maior que a integração de pressões no estado crítico. Isto é conseguido no cálculo em que se sobreconsolidou grandemente o solo ( $OCR_{z=3} = 5$ ), sendo que o pico máximo, analisado na Figura 5.50a, acontece para  $d = 18 \text{ cm}$ .

É conveniente dizer, ainda assim, que ao que parece este pico se desenvolve apenas porque se exclui, no cálculo do impulso, a camada de solo com 1,5 m junto à base do maciço (como foi feito em todos os cálculos do capítulo). A comparação da curva de pressões de pico (curva para o qual o pico de impulso máximo é atingido) com a curva de pressões crítica, ambas apresentadas na Figura 5.49d, parece indicar que se fossem consideradas, para o cálculo do impulso, as pressões em toda a altura do maciço, não se desenvolveria pico. De qualquer das formas, este exemplo serve o propósito de compreender como se forma um pico no impulso, no caso passivo.

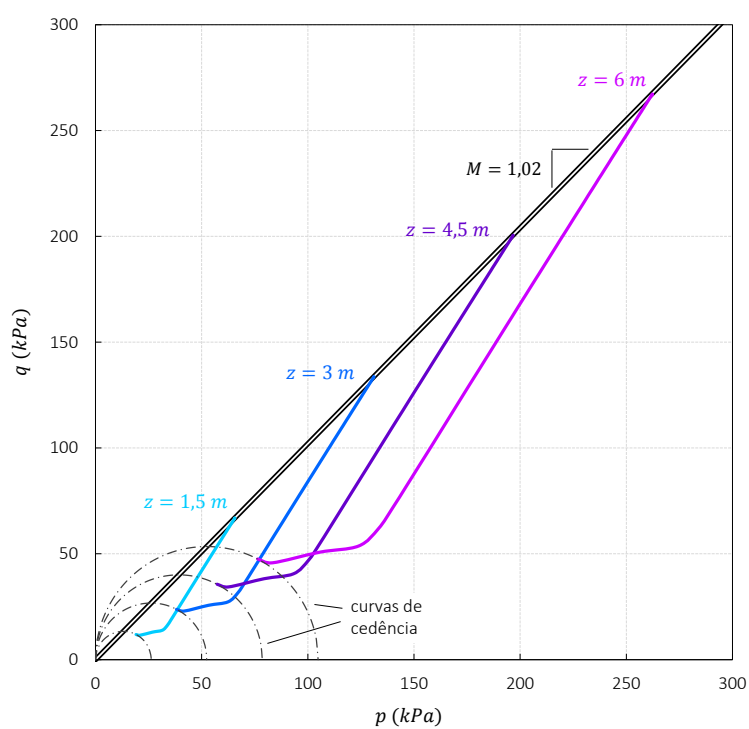
Relembra-se que, como concluído pela análise do caso ativo, o pico não é atingido, às várias profundidades, para o mesmo deslocamento. Este aspeto deverá tornar ainda mais difícil o desenvolvimento de um pico no impulso, já que, quando (ou seja, para um dado deslocamento) é atingida a pressão mínima numa dada profundidade, as pressões horizontais às outras profundidades do maciço são menores que as máximas possíveis (ou ainda não atingiram o valor máximo ou já atingiram mas agora já são menores que esse valor).

Por fim, refira-se que, para todos os cálculos, o impulso horizontal passivo numérico crítico é bastante semelhante ao impulso horizontal passivo teórico crítico, dado por Rankine, que aqui se repete:

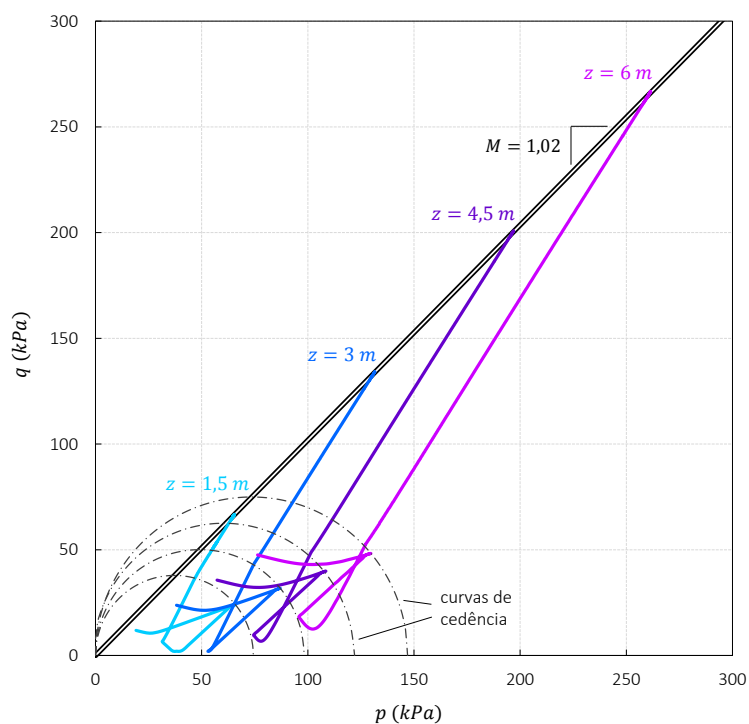
$$I_{hptc} = \frac{1}{2}K_p\gamma h^2 = \frac{1}{2}\left(\frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}\right)\gamma h^2 \quad (2.11)$$

#### 5.6.4 Trajetórias de tensão

Para o caso passivo é bastante interessante fazer a análise das trajetórias de tensão (Figura 5.51), a partir da qual se compreende facilmente as pressões e impulsos desenvolvidos no solo.

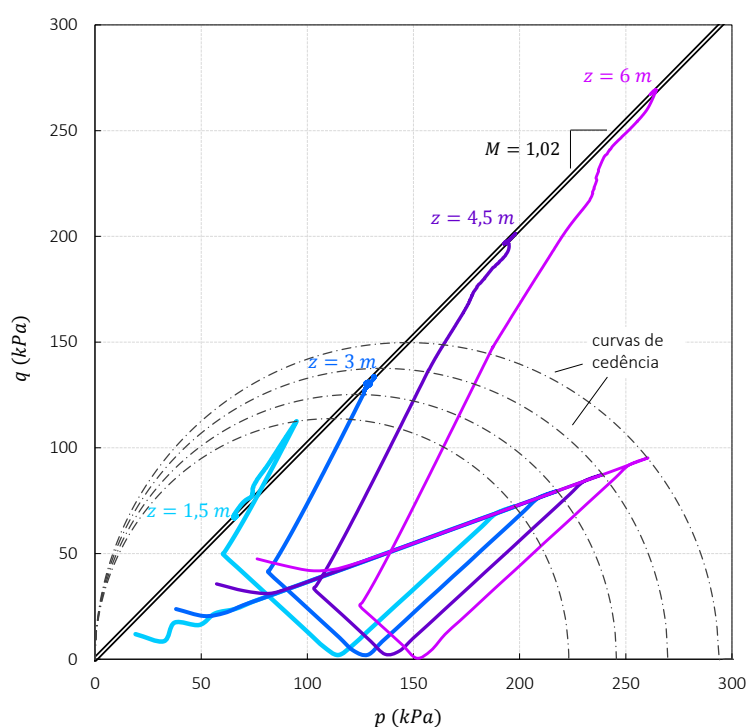
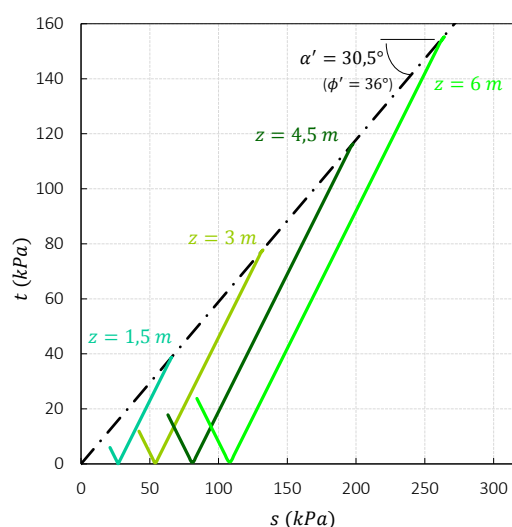


(a) modelo CCM; solo NC



(b) modelo CCM; solo OC, com  $OCR_{(z=3m)} = 2$

(continuação na página seguinte)

(c) modelo CCM; solo OC, com  $OCR_{(z=3m)} = 5$ 

(d) modelo MC

**Figura 5.51:** Trajetórias de tensão dos cálculos do caso passivo (relativas aos cálculos com deslocamento aplicado em translação num modelo sem muro de suporte nem junta e considerando que o paramento é liso). Comparação de solo modelado pelo CCM e MC e, no caso do primeiro, comparando solo NC e OC (com diferentes sobrecargas aplicadas ao maciço).

Como se percebe, as trajetórias de tensão são bastante diferentes das do caso ativo (comparação que será feita na secção 5.6.5). Analisando já o caso de solo OC com  $OCR_{z=3} = 2$  (Figura 5.51b), verifica-se que nenhum dos pontos às 4 profundidades analisadas atinge um pico, devido à direção que

as trajetórias tomam, até ao estado crítico, no caso passivo. Como se viu na Figura 5.48, apenas os pontos de  $z = 0$  até cerca de  $z = 0,8 \text{ m}$  atingem um pico, e nestas trajetórias o ponto analisado que está mais próximo da superfície está abaixo de  $z = 0,8 \text{ m}$  – está à profundidade  $z = 1,5 \text{ m}$  – e assim, como se vê, não chega a atingir um pico na trajetória, razão pela qual também não atinge uma pressão de pico.

No caso em que ao solo foi aplicada uma sobrecarga mais elevada, a situação já é diferente: como se verifica na Figura 5.51c, a aplicação de uma sobrecarga bastante mais elevada permite o desenvolvimento de curvas de cedência significativamente maiores, e isto leva a que o ponto em  $z = 1,5 \text{ m}$  atinja a curva de cedência, na fase de corte (aplicação do deslocamento), tendo já passado para cima da LEC. Ou seja, essa trajetória atinge um pico, que em termos de pressões horizontais significa ser atingida uma pressão de pico maior que a pressão crítica, em  $z = 1,5 \text{ m}$ , como se analisou na Figura 5.49d. Apesar da elevada sobrecarga, nenhum dos outros pontos (em  $z = 3 \text{ m}$ ,  $z = 4,5 \text{ m}$  e  $z = 6 \text{ m}$ ) atinge pico. Relembra-se que o solo no maciço não tem o mesmo valor de sobreconsolidação em toda a altura, sendo que o grau de sobreconsolidação diminui com a profundidade, pelo que o solo à profundidade  $z = 1,5 \text{ m}$  estará bastante mais sobreconsolidado que o solo às restantes 3 profundidades para as quais se analisam as trajetórias.

A análise das trajetórias de tensão (Figura 5.51b) permite também perceber um aspeto observado na evolução do impulso com o deslocamento, relativa ao solo OC modelado pelo CCM, com  $OCR_{z=3} = 2$ , para o caso de aplicação de deslocamento em translação (Figura 5.50a): verifica-se uma mudança de direção – diminuição da rigidez – na curva do impulso; chega-se à conclusão que esta se deve à entrada do solo em plasticidade (trajetórias de tensão atingem as superfícies de cedência respetivas). A entrada em plasticidade acontece para os pontos em toda a altura do maciço sensivelmente para o mesmo deslocamento aplicado.

Curiosa também é a mudança de direção das trajetórias de tensão do cálculo com solo NC modelado pelo CCM (Figura 5.51a); verifica-se que tal acontece no momento em que  $\sigma_x$  (a tensão na direção do deslocamento), que inicialmente é a tensão principal mínima, passa a tensão principal máxima, por troca com  $\sigma_z$  (tensão vertical do maciço), porque a primeira aumenta com o deslocamento, enquanto a segunda se mantém constante.

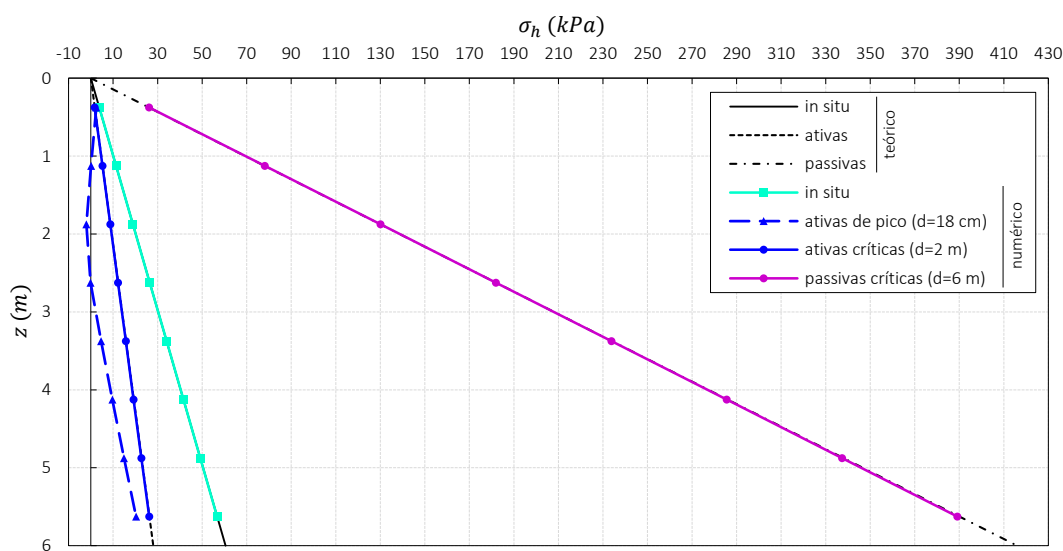
## 5.6.5 Comparação dos casos ativo e passivo

Tendo já sido realizados todos os cálculos deste capítulo, considera-se interessante, para terminar, fazer uma comparação dos casos ativo e passivo. Para esta comparação escolhe-se o caso de solo OC com  $OCR_{z=3} = 2$ .

No caso referido, e como já anteriormente se viu, em ambos os solos NC e OC as pressões ativas críticas coincidem com as teóricas (Figura 5.52a).

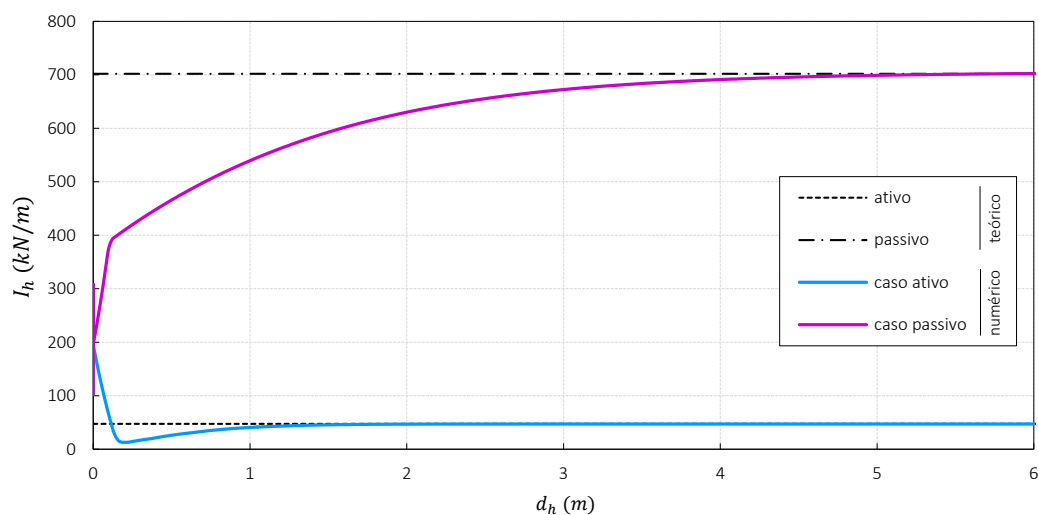
Em termos de impulsos (Figura 5.52b), a existência de pico no caso ativo, e não existência deste no caso passivo, leva a concluir que é mais fácil a um solo sobreconsolidado atingir um pico no caso ativo do que no caso passivo, ou seja, se o maciço for sujeito a deslocamentos “para fora” do solo em vez de deslocamentos “para dentro” do solo. Como foi referido, isto deve-se às trajetórias resultantes do deslocamento imposto (Figura 5.52c). No caso ativo esta sobrecarga é suficiente para que todos os pontos atinjam o pico, e isso deve-se à direção que as trajetórias de tensão tomam devido ao sentido (“para fora” do solo) do deslocamento aplicado no maciço no caso ativo, que provoca diminuição de pressão nas direções  $x$  e  $y$  (direções horizontais) (trajetórias mais em pormenor na Figura 5.35a). No caso passivo a pressão nas direções  $x$  e  $y$  aumenta, logo a direção das trajetórias (na fase de corte) é bastante diferente que no caso ativo: no primeiro é para cima e para a direita e no segundo para cima e para a esquerda. Esta trajetória do caso passivo acaba por não permitir o desenvolvimento de pico nos 4 pontos analisados. Por esta razão, pode concluir-se que é mais fácil o desenvolvimento de um pico no caso ativo do que no caso passivo.

Da Figura 5.52b pode também concluir-se que o impulso ativo é atingido para deslocamentos menores que o impulso passivo (cerca de 4 vezes menores, neste caso).

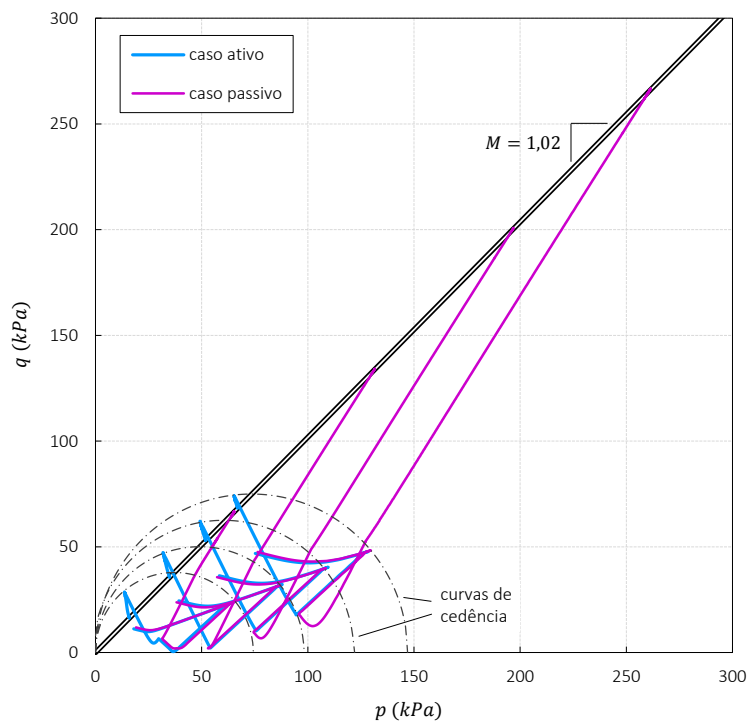


(a) Pressões horizontais em profundidade

(continuação na página seguinte)



(b) Impulso horizontal em função do deslocamento



(c) Trajetórias de tensão

Figura 5.52: Comparação dos casos ativo e passivo com solo modelado pelo CCM, pela análise das pressões e impulsos horizontais e das trajetórias de tensão. A comparação é feita para o caso de solo OC ( $OCR_{z=3} = 2$ ), utilizando um modelo sem muro de suporte nem junta, com deslocamento aplicado em translação e considerando paramento liso (cálculos  $L_t^{OC}$  e  $LP_t^{OC}$ ).

## Capítulo 6

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

### 6.1 Conclusões

Com este trabalho pretendeu-se analisar as pressões e impulsos sobre estruturas de suporte, utilizando, para modelação do comportamento do solo, um modelo de estados críticos - o Cam-Clay Modificado (CCM) – e comparando-o com um modelo elástico-perfeitamente plástico de utilização frequente – o Mohr-Coulomb (MC).

O estudo concreto de pressões sobre estruturas de suporte, considerando o peso do solo, foi apenas feito no Capítulo 5. Antes, analisaram-se as pressões em casos mais básicos, de modo a compreender aspetos simples de obtenção de pressões ativas nos programas de cálculo. Primeiro, no Capítulo 3, fizeram-se cálculos em estado triaxial, e depois, no Capítulo 4, em estado plano de deformação (EPD), ambos considerando peso do solo nulo. Para mobilizar as pressões ativas aplicou-se um deslocamento horizontal “para fora do solo”. No geral, os valores de pressões ativas são semelhantes em estado triaxial e em EPD. Conclui-se também que os valores são semelhantes quer se utilize o modelo CCM quer o modelo MC. Os valores resultantes dos cálculos numéricos foram comparados com valores dados pelas teorias de cálculos de pressões e impulsos ativos mais utilizadas, de Rankine e de Coulomb (ou baseadas nestas), constatando-se que os resultados numéricos correspondem geralmente bem às pressões dadas pelas teorias de cálculo.

Para, como referido, comparar os dois modelos de comportamento do solo, atribuíram-se-lhes parâmetros de resistência equivalentes. Em relação a isto, refira-se que nestes capítulos se confirmou que o parâmetro de resistência do modelo CCM, o  $M$ , tem valores diferentes caso a análise seja em estado triaxial ou em EPD. Confirmou-se que para calcular  $M$  a partir de  $\phi'$ , para utilizar em cálculos em EPD, deve utilizar-se a seguinte expressão:

$$M_{EPD} = \sqrt{3} \text{ sen } \phi' \quad (3.12)$$

Isto deve-se à consideração da tensão intermédia,  $\sigma_2$ , na resistência do modelo CCM, ao passo que no modelo MC esta não é considerada, sendo a resistência deste modelo apenas dependente das tensões principais máxima e mínima. Em estado triaxial a tensão intermédia não existe (ou, visto de outra forma, é igual à mínima, sendo ambas referentes à direção radial do triaxial), enquanto em EPD se desenvolve uma tensão intermédia porque as 3 tensões cartesianas têm, ao longo dos cálculos que têm deslocamentos horizontais, valores diferentes uns dos outros.

Um aspeto bastante importante neste trabalho foi a constatação de que se for utilizado solo sobreconsolidado (OC), modelado pelo CCM, se desenvolve um mínimo de pressões (aspeto que não se verifica utilizando o modelo MC). Este mínimo corresponde ao pico, acima da LEC, nas trajetórias de tensão, pelo que se designam estas pressões como ativas de pico. Para comparar as pressões e impulsos no pico utilizando solo modelado pelo CCM com solo modelado pelo MC, atribuíram-se a este último parâmetros “de pico”, ou seja, parâmetros que o levam a ter um comportamento semelhante ao pico do solo modelado pelo CCM.

No último capítulo de cálculos numéricos analisaram-se as pressões e impulsos de um maciço de terras sobre um muro de suporte. Verificou-se que, utilizando solo normalmente consolidado (NC), as pressões e impulsos resultantes dos cálculos com o modelo CCM são próximos dos teóricos e dos obtidos com o modelo MC, utilizando paramento liso ou rugoso (sendo que no primeiro caso os resultados são praticamente iguais aos teóricos).

Quanto ao caso sobreconsolidado, refira-se que ao utilizar um maciço de terras OC (pela aplicação e posterior remoção de uma sobrecarga à superfície), modelado pelo CCM, e ao aplicar um deslocamento para obter o impulso ativo, verifica-se, como esperado, o desenvolvimento de pressões de pico e de um impulso de pico. Mas constatou-se com surpresa que no Plaxis, ao contrário do que acontece no Crisp, o solo OC, modelado pelo CCM, não tem no estado crítico (atingido após o estado de pico) o comportamento esperado: tem pressões e impulsos ativos críticos diferentes dos teóricos (e dos obtidos com o Crisp) e as trajetórias de tensão não terminam sobre a LEC, não se encontrando explicação para tal.

Refira-se um aspeto que deve ser tido em conta na utilização dos programas de cálculo, pois pode alterar os valores de impulsos obtidos: as pressões horizontais no solo podem ter valores negativos (tração); mas, se forem analisadas na junta solo-paramento, já não apresentam valores negativos. Ou seja, em termos de estudo de pressões sobre uma estrutura de suporte, o autor considera preferível analisar as pressões na junta solo-estrutura.

O desenvolvimento de pressões horizontais nulas ou negativas acontece, em algumas profundidades do maciço, no caso de solos OC modelados com o CCM, na fase de pico; conclui-se que, no caso dos solos OC, o modelo CCM consegue justificar o desenvolvimento de fendas por tração.

Em relação ao tipo de deslocamento aplicado, constatou-se que em todos os cálculos em que se aplica deslocamento em rotação e com um modelo com apoios fixos na base do maciço, as pressões



na base do paramento são maiores, por vezes consideravelmente, que as teóricas, mesmo quando no resto do paramento as pressões correspondem exatamente às teóricas. Aplicando deslocamento em translação e utilizando um modelo com apoios móveis na base do maciço tal não acontece, havendo regularidade no desenvolvimento de pressões horizontais no paramento. Este último método foge do que acontece em maciços reais suportados por estruturas, verificando-se que utilizando este modelo geométrico e este método as pressões são regulares em toda a largura do maciço.

Compararam-se duas formas de modelar o muro de suporte, de forma explícita – modela-se um muro de betão - e não explícita – o muro é representado por apoios móveis que suportam o solo; constata-se que os dois métodos dão resultados no geral razoavelmente semelhantes, podendo dizer-se que os métodos são equivalentes.

Refira-se que os cálculos mais complexos, com solo OC modelado pelo CCM e utilizando paramento rugoso, apresentam resultados – pressões, impulsos e trajetórias de tensão - pouco satisfatórios.

Fez-se uma variação na resistência do solo, que confirma as conclusões obtidas até então. Mostra também que uma resistência menor leva a impulsos ativos maiores.

No fim analisou-se o caso passivo, feito aplicando deslocamento “para dentro do solo”, constatando-se que o impulso aumenta até estabilizar no valor passivo. Porém, o principal aspeto a sublinhar é que, para o mesmo OCR do solo, já não há desenvolvimento de um impulso de pico (pico máximo, no caso passivo), porque uma boa parte do solo não atinge pressões de pico. Para que se desenvolvesse impulso de pico, foi necessário sobreconsolidar mais fortemente o solo. Percebeu-se que tal se deve às trajetórias de tensão que o tipo de deslocamento provoca no solo, que são diferentes das do caso ativo. Concluiu-se então que o desenvolvimento de um pico no impulso de terras de solo OC modelado pelo CCM depende não só do OCR do solo, mas também do tipo de deslocamento (ou carregamento, no caso de aplicação de cargas) aplicado ao solo, pois isso influi nas trajetórias de tensão.

Em resumo, refira-se que, em comparação com o modelo MC, dos mais utilizados em programas de cálculo automático, o modelo CCM permite a consideração de uma resistência de pico do solo, caso este esteja suficientemente sobreconsolidado. Esta resistência de pico é como uma resistência “extra” que o solo apresenta até uma certa deformação deste. Ou seja, na prática, até um dado deslocamento aplicado à estrutura de suporte, a utilização do modelo CCM permite o desenvolvimento de pressões e impulsos de pico, menores que as pressões e impulsos no estado crítico, no caso ativo, e maiores que estes, no caso passivo. Convém não esquecer que a influência da sobreconsolidação do solo nos impulsos de terras depende do nível de deformações que se espera ser atingido; sendo assim, se os deslocamentos aplicados à estrutura continuarem a aumentar, o pico desaparece e o impulso aumenta, no caso ativo, ou diminui, no caso passivo, atingindo os valores críticos.

Em relação ao estado crítico, o modelo CCM modela satisfatoriamente a rotura do solo (estado crítico no modelo CCM), exceto nos casos mais complexos referidos, nos quais o modelo MC se comporta melhor. Se a consideração de uma resistência de pico for importante, pode concluir-se que o modelo CCM tem vantagens em relação ao modelo MC, e, ainda que deste trabalho não se possa

dizer inequivocamente que se pode utilizar o modelo em cálculos de estruturas de suporte, pode dizer-se que a utilização de modelos de estados críticos em programas de cálculo automático é algo a considerar, e merece que se continue a investigação e que se continue a experimentar a utilização de modelos de estados críticos neste tipo de análises. Lembra-se que Brinkgreve (2005) considera que, dado que as vantagens do modelo CCM estão contidas principalmente na formulação do endurecimento do material, o modelo tem um bom desempenho em problemas que envolvem carregamento, como a construção de aterros ou fundações, e é mais adequado para solos moles como argilas fracamente sobreconsolidadas.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

A continuação do estudo da utilização de modelos de estados críticos revela-se importante, podendo referir-se Atkinson (2007), que considera que, apesar do modelo Cam-Clay contemplar um conjunto completo de equações constitutivas do solo, ainda é necessário fazer muitas análises para que este modelo possa ser usado para o dimensionamento detalhado de estruturas geotécnicas, e várias dificuldades na utilização destes modelos podem ser encontradas na bibliografia, como por exemplo a possibilidade de ocorrência de tensões de corte extremamente elevadas e irrealistas, dificuldades em traduzir os comportamentos de amolecimento, problemas de dependência da malha de elementos finitos e problemas de convergência, no caso de procedimentos iterativos. Refira-se ainda a possibilidade de um alcance elástico irrealisticamente longo, levando uma resistência de pico irrealisticamente alta (bem acima da LEC). Isto pode ser perigoso, já que o comportamento previsto pelo CCM é bastante mais favorável do que aquele que os solos realmente tendem a apresentar, levando Brinkgreve (2005) a concluir que o modelo Cam-Clay não é muito adequado para solos fortemente sobreconsolidados. Refira-se que, por todas estas dificuldades, os autores do manual do Plaxis desaconselham até a utilização do modelo CCM em aplicações práticas. Assim, continuar a estudar o comportamento de modelos de estados críticos em programas de cálculo revela-se fundamental, caso se pretenda uma utilização generalizada destes.

Este trabalho incidiu essencialmente na análise de pressões e impulsos de terras sobre estruturas de suporte. Foram utilizados modelos geométricos simples, pelo que modelos mais complexos, eventualmente mais próximos dos reais, como por exemplo com solo abaixo do muro de suporte (e/ou estruturas de suporte com formas diferentes), devem ser considerados.

Como neste trabalho apenas se analisaram estruturas de suporte rígidas, o estudo de impulsos sobre estruturas de suporte flexíveis utilizando modelos dos estados críticos é um desenvolvimento futuro importante.

Tendo-se analisado pressões e impulsos ativos e passivos, a análise foi portanto levada a um limite, até haver estabilização do impulso. Assim, considera-se também importante uma análise sem levar necessariamente o solo a estados limite; ou seja, sujeitando o solo a tensões e deformações devidas a processos habitualmente presentes em maciços suportados por estruturas, nomeadamente a

construção da estrutura de suporte (feito por Mendonça) ou a construção de obras na superfície do solo suportado, provocando sobrecargas consideráveis. Nesse caso será importante não só uma análise de tensões como também de deformações horizontais e assentamentos. Na realidade, Brinkgreve (2005) refere até que o modelo CCM é mais preciso e adequado para descrever o comportamento de deformação do que a rotura.

Importante também poderá ser uma análise com modelos de estados críticos em condições não drenadas.

Para avaliar a qualidade dos resultados com o modelo CCM, estes foram comparados com os resultados de cálculos com o modelo MC. Refira-se também que outros modelos de estados críticos, além do CCM (por exemplo o modelo Schofield), devem ser estudados e analisados com recurso a programas de cálculo automático. Devem, preferencialmente, ser comparados entre eles e com um modelo com utilização generalizada, como o modelo MC.

Apesar de importância menor, refira-se também a possibilidade de analisar aspetos que não foram considerados no trabalho, como por exemplo a utilização de paramento inclinado, de superfície do solo inclinada, de maciço estratificado e com nível freático presente, utilizando modelos de estados críticos. Não se realizou uma análise paramétrica do atrito solo-paramento, pelo que poderá ser uma análise a fazer em trabalhos futuros.



# Bibliografia

- Abramowitz, M., & Stegun, I. A. (2012). *Handbook of Mathematical Functions: with Formulas, Graphs, and Mathematical Tables*. Courier Dover Publications.
- Antão, A. (2009). Apontamentos da disciplina de Mecânica dos Solos. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Atkinson, J. (2007). *The Mechanics of Soils and Foundations* (2ª ed.). Taylor & Francis.
- Bell, A. (1915). The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations. *A Century of Soil Mechanics, ICE, London, 199*, 93-134.
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5ª ed.). Singapore: McGraw-Hill.
- Brinkgreve, R. B. (2005). Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. Em A. J. Yamamuro, & N. V. Kaliakin, *Soil constitutive models: evaluation, selection and calibration. Geo-Frontiers Congress 2005 (24-26 Janeiro). Edição 128 de Geotechnical Special Publication Series* (pp. 69-98). Austin, Texas, Estados Unidos da América: American Society of Civil Engineers. Geo-Institute. Soil Properties and Modeling Committee.
- Brinkgreve, R., Swofls, W., & Engin, E. (2010). PLAXIS 2D Manual (v.10). Delft University Technology.
- Britto, A. M., & Gunn, M. J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood.
- Buschow, K. (2001). *Encyclopedia of Materials: Science and Technology*. (K. H. Buschow, Ed.) Elsevier.
- Callari, C., Auricchio, F., & Sacco, E. (1998). A finite-strain cam-clay model in the framework of multiplicative elasto-plasticity. *International Journal of Plasticity*, 14, 1155-1187.
- Cernica, J. (1994). *Foundation design*. John Wiley & Sons, Inc.
- Coulomb, C. A. (1773). Essais sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de Mathématique et de Physique, présentées à l'Académie Royale des Sciences par divers Savants et lus dans ses Assemblées*, 7, 343-382.

- Craig, R. (2004). *Craig's Soil Mechanics* (7ª ed.). London: Spon Press.
- Day, R., & Pott, D. (1998). The effect of interface properties on retaining wall behaviour. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22, 1021-1033.
- Guerra, N. (2010). Apontamentos da disciplina de Análise de Estruturas Geotécnicas. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Gunaratne, M. (2006). *The Foundation Engineering Handbook*. (M. Gunaratne, Ed.) Taylor & Francis.
- Hammah, R. (5 de Setembro de 2013). *Description of Cam-Clay and Modified-Cam-Clay Critical State Strength Models*. Obtido de Roc Science: [http://www.roscience.com/help/phase2/webhelp/pdf\\_files/theory/CamClay.pdf](http://www.roscience.com/help/phase2/webhelp/pdf_files/theory/CamClay.pdf)
- Hanna, A., & Al-Romhein, R. (2008). At-Rest Earth Pressure of Overconsolidated Cohesionless Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134, 408-412.
- Hansbo, S. (1994). *Foundation Engineering*. Newnes.
- Hillel, D. (Ed.). (2005). *Encyclopedia of Soils in the Environment*. Elsevier Academic Press.
- Jaky, J. (1948). Pressure in Silos. *2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, pp. 103-107.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais (volume 1)* (1ª ed.). Porto: FEUP Edições.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica (volume 2)* (1ª ed.). Porto: FEUP Edições.
- Matsuoka, H., & Nakai, T. (1974). Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. *Proc. JSCE (Japan Society of Civil Engineers)*(issue 232), 59-70.
- Mayne, P., & Kulhawy, F. (1982). K<sub>0</sub>-OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT6), 851-872.
- Mendonça, H. M. (2005). *Sobre a Modelação de Problemas da Engenharia Geotécnica pelo Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Mineiro, A. J. (1978). *Mecânica dos solos e fundações - Impulsos de terras*. Universidade Nova de Lisboa.
- Müller-Breslau, H. (1906). *Erddruck auf Stützmauern*. Stuttgart (Alemanha): Alfred Kroener.
- Nader, J. J. (1993). *Modelos elasto-plásticos para solos: o Cam-Clay e sua aplicação a diferentes trajetórias de tensão*. São Paulo: Dissertação de Mestrado.
- Pons, D. (2010). *Structural mechanics*.

- Potts, D. M., & Ganendra, D. (1991). Discussão de: Finite element analysis of the collapse of reinforced embankments on soft ground, por Hird C.C., Pyrah I.C. e Russel D. (1990). *Geotechnique*, 41(4), 627-630.
- Potts, D. M., & Gens, A. (1984). The effect of the plastic potential in boundary value problems involving plane strain deformations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 8, 259-286.
- Powrie, W., & Li, E. S. (1991). Finite element analyses of an in situ wall propped at formation level. *Geotechnique*, 41(44), 499-514.
- Rankine, W. (1857). On the stability of loose earth. *Transactions Royal Society*, 147(1), 9-27.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of "wet" clay. (J. Heyman, & F. A. Leckie, Edits.) *Engineering plasticity (Cambridge University Press)*, 1, 535-609.
- Roscoe, K. H., & Schofield, A. N. (1963). Mechanical behaviour of an idealised "wet" clay. *Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden (Essen: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.)*, 1, 47-54.
- Schmidt, B. (1966). Earth pressures at rest. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(4), 239-242.
- Schofield, A. N., & Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.
- Smith, I. (2006). *Smith's Elements of Soil Mechanics* (8<sup>a</sup> ed.). Blackwell Publishing.
- Smolczyk, U. (Ed.). (2002). *Geotechnical Engineering Handbook*. Ernst & Sohn.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. J. Wiley and Sons, inc.
- Ugural, A. C., & Fenster, S. K. (2011). *Advanced Mechanics of Materials and Applied Elasticity*. Pearson Education.
- Van Langen, H., & Vermeer, P. A. (1991). Interface elements for singular plasticity points. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15, 301-315.
- Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press.
- Woods, R. I., & Clayton, C. R. (1993). The application of the CRISP finite element program to practical retaining wall problems. *Proceedings of the Conference Retaining Structures*. Thomas Telford.
- Woods, R., & Rahim, A. (2007). *CRISP 2D Technical Reference Manual*. The CRISP Consortium Limited.
- Zdravkovic, L., & Carter, J. (2008). Contributions to Géotechnique 1948–2008: constitutive and numerical modelling. *Géotechnique*, 58(5), 405-412.
- Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., & Zhu, J. Z. (2005). *The finite element method: Its Basis and Fundamentals* (6<sup>a</sup> ed.). Oxford: Elsevier Butterworth-Heinemann.





## Anexo

# Integração numérica de resultados pela regra de quadratura gaussiana

Zienkiewicz *et al* (2005) referem que o integral de um elemento retangular (2 dimensões), como o apresentado na Figura A.6.1a, é dado pela seguinte equação:

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(\xi, \eta) d\xi d\eta \quad (\text{A.1})$$

Os autores referem que a forma mais simples de resolver este integral é avaliando primeiro o integral interior e mantendo  $\eta$  constante, da seguinte forma:

$$\int_{-1}^1 f(\xi, \eta) d\xi = \sum_{j=1}^n f(\xi_j, \eta) w_j = \psi(\eta) \quad (\text{A.2})$$

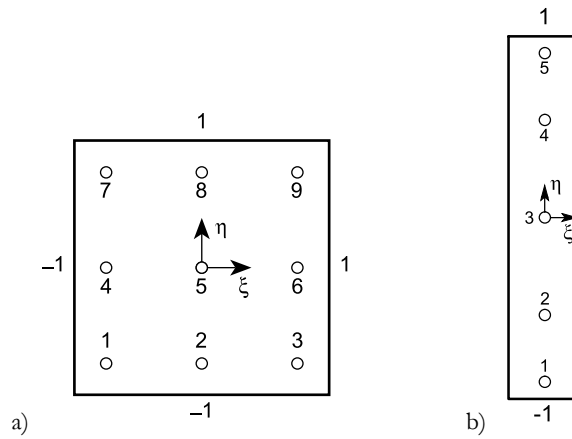
Avaliando da mesma forma o integral exterior, tem-se:

$$\int_{-1}^1 \psi(\eta) d\eta = \sum_{i=1}^n \psi(\eta_i) w_i = \sum_{i=1}^n w_i \sum_{j=1}^n f(\xi_j, \eta_i) w_j = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n f(\xi_j, \eta_i) w_i w_j \quad (\text{A.3})$$

Os autores referem que, no elemento da Figura A.6.1a, com nove pontos de integração, resultam integrais de ordem 5 em cada direção. Assim, a integração numérica pode ser simplificada na soma de pontos únicos, da seguinte forma:

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_{l=1}^m f(\xi_l, \eta_l) W_l \quad (\text{A.4})$$

em que o peso  $W_l$  é o produto dos pesos unidimensionais apropriados.



**Figura A.6.1: Pontos de integração nos elementos utilizados: a) elemento quadrado, com  $n = 3$  e b) elemento de junta, com  $n = 5$  (adaptado de Zienkiewicz *et al*, 2005).**

No presente trabalho usam-se elementos retangulares com 9 pontos de integração e com  $n = 3$  e elementos de junta com 5 pontos de integração e com  $n = 5$ . As abcissas e pesos da quadratura gaussiana, para estes elementos, apresentam-se na Tabela A.1.

Com base na Tabela A.1, as coordenadas e pesos dos pontos de integração dos elementos numéricos da Figura A.6.1 apresentam-se na Tabela A.2. A partir dessa tabela e da Equação (A.4), tem-se que a expressão usada, no presente trabalho, para calcular, por exemplo, a pressão média num elemento retangular como os que integram os modelos numéricos utilizados no programa Crisp, a partir das pressões nos 9 pontos de integração, é a seguinte:

$$\sigma_{média,retâng.} = I = \sum_{l=1}^m f(\xi_l, \eta_l) W_l \quad (A.5)$$

$$= \frac{(\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_7 + \sigma_9) \times \left(\frac{5}{9}\right)^2 + (\sigma_2 + \sigma_4 + \sigma_6 + \sigma_8) \times \left(\frac{5}{9} \times \frac{8}{9}\right) + \sigma_5 \times \left(\frac{8}{9}\right)^2}{4}$$

O mesmo método é utilizado para calcular a pressão média nos elementos de junta, com 5 pontos de integração e  $n = 5$ , como o apresentado na Figura A.6.1b. A expressão de cálculo da pressão média num elemento de junta fica:

$$\sigma_{média,junta} = I = \sum_{l=1}^m f(\xi_l, \eta_l) W_l \quad (A.6)$$

$$= \frac{(\sigma_1 + \sigma_5) \times 0,236926885056189 + (\sigma_2 + \sigma_4) \times 0,478628670499366 + \sigma_3 \times 0,568888888888889}{2}$$

As pressões médias referem-se aos centros geométricos dos elementos, nomeadamente aos pontos 5 e 3 do quadrado e do elemento junta, respetivamente, presentes na Figura A.6.1.

Tabela A.1: Abcissas (ou ordenadas) e pesos da quadratura gaussiana, para  $\int_{-1}^1 f(x) dx = \sum_{j=1}^n f(\xi_j) w_j$ , relativos a  $n = 3$  e  $n = 5$  (adaptado de Zienkiewicz *et al*, 2005).

$n$	$\pm \xi_j$ (abcissa)	$w_j$ (peso)
3	$\sqrt{0,6}$	5/9
	0,000 000 000 000 000	8/9
5	0,906 179 845 938 664	0,236 926 885 056 189
	0,538 469 310 105 683	0,478 628 670 499 366
	0,000 000 000 000 000	0,568 888 888 888 889

Tabela A.2: Coordenadas e pesos da quadratura gaussiana, relativos aos elementos numéricos apresentados na Figura A.6.1.

Elemento	Ponto	Coordenadas		Pesos
		$\xi$	$\eta$	$w$
Retângulo	1	$-\sqrt{0,6}$	$-\sqrt{0,6}$	$(5/9)^2$
	3	$+\sqrt{0,6}$	$-\sqrt{0,6}$	$(5/9)^2$
	7	$-\sqrt{0,6}$	$+\sqrt{0,6}$	$(5/9)^2$
	9	$+\sqrt{0,6}$	$+\sqrt{0,6}$	$(5/9)^2$
	2	0	$-\sqrt{0,6}$	$(8/9) \times (5/9)$
	4	$-\sqrt{0,6}$	0	$(5/9) \times (8/9)$
	6	$+\sqrt{0,6}$	0	$(5/9) \times (8/9)$
	8	0	$+\sqrt{0,6}$	$(8/9) \times (5/9)$
	5	0	0	$(8/9)^2$
Junta	1	0	0,906 179 845 938 664	0,236 926 885 056 189
	5	0	0,906 179 845 938 664	0,236 926 885 056 189
	2	0	0,538 469 310 105 683	0,478 628 670 499 366
	4	0	0,538 469 310 105 683	0,478 628 670 499 366
	3	0	0	0,568 888 888 888 889